

Ecole Mohammadia d'Ingénieurs

2016-2017

Projet de Fin d'Etudes

Département Génie Civil

Option : Génie Urbain et Environnement

TAOUSSI Atmane

AMAZOUZ Mohamed

Réalisation d’un code de calcul des stations de traitement d’eau potable

Projet réalisé au sein de l’EMI

<u>Soutenance prévue le 10/06/2017 devant le jury composé de :</u>

Encadrant(s) à l'EMI : Professeur JELLAL JAMAL EDDINE

Mme. HADDAOUI Najoua

Autres membres du jury : Présidente : Mme. CHERKAOUI Jennate

Mme. AZAMI Rajae

Mme. GHRISSI Fouzia

Mr. El Mustapha BOUDI

Dédicaces :



A nos chers parents,

En témoignage de notre reconnaissance envers votre soutien, les sacrifices et tous les efforts fournis tout au long de nos vies.

Nous vous en sommes reconnaissants à jamais.

Que Dieu vous procure santé et sérénité.

A nos familles,

Que ce travail soit votre fierté et l'aboutissement de votre soutien continu.

A nos chers amis.

Remerciements :

Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à Mr JAMAL EDDINE JELLAL notre encadrant et professeur au département Génie Civil option Génie de l'Environnement à l'Ecole Mohammadia d'Ingénieurs, pour ses conseils, sa disponibilité et toute l'aide qu'il nous a apporté durant la période de notre stage. Nous tenons, également à remercier tous les membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'accepter de juger notre travail. Que tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à l'accomplissement de ce travail trouvent l'expression de nos remerciements les plus chaleureux.

Résumé :

Le présent travail consiste à concevoir et réaliser une application de calcul des ouvrages de station de traitement. L'application comporte le dimensionnement de l'ensemble des ouvrages qui forment une station de traitement d'eau potable ainsi qu'une variété d'outils : générer des mini-rapports et des graphes pour chaque ouvrage, exporter les résultats de dimensionnement vers EXCEL.

Ladite application se subdivise en plusieurs modules relativement indépendants, chacun concerne une filière particulière de traitement.

Le développement est effectué en langage VB.NET sous IDE MICROSOFT Visual Studio.

Abstract:

The overall goal of this work is to design and implement a VB.NET application for all of the different water treatment plants. The concerned application aims at designing all the different drinking water treatment processes along with a variety of tools: generate reports and graphs for each treatment system as well as exporting the resulting data to EXCEL.

The said application comprises several relatively independent modules each of which relates to a particular treatment process.

The development is done in VB.NET under MICROSOFT IDE Visual Studio.

ملخص

هذا العمل هو مشروع لتصميم وبرمجة تطبيق لحساب كافة الوحدات المكونة لمحطة معالجة مياه الشرب. ويشمل التطبيق مجموعة متنوعة من الأدوات :تحرير تقارير ورسوم بيانية عن كل وحدة، تصدير نتائج الحسابات إلى برنامج EXCEL. ويتم تطوير البرنامج بلغة VB.NET في بيئة التطوير Microsoft Visual Studio.

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

1 Introduction

Une eau est dite **potable** lorsqu'elle présente certaines caractéristiques physiques et chimiques la rendant propre à la consommation humaine. L'eau, ressource vitale pour l'homme, est en effet la substance minérale la plus répandue à la surface du globe, elle recouvre plus de 71% de la surface terrestre. Toutefois, l'eau potable est loin d'être abondante : en effet, une portion minime de cette eau est directement consommable sans traitement préalable. Une grande partie doit subir un traitement régis par des normes de potabilité afin d'éliminer le risque sur la santé de l'Homme.

La production d'eau potable correspond à l'ensemble des moyens technologiques et des solutions techniques de traitement permettant de produire de l'eau consommable à partir d'une eau naturelle. Le choix du type de traitement dépend fortement de la qualité de la ressource en eau disponible, mais aussi du niveau d'exigence et les normes appliquées. Il existe trois réserves d'eaux naturelles :

- ✓ Les eaux souterraines ;
- ✓ Les eaux de surface ;
- ✓ Les eaux de mer.

L'ensemble de ces différentes réserves, selon leur disponibilité, suivent un parcours strict avant de parvenir au robinet du consommateur. En effet après captage, l'eau subit d'abord un prétraitement « macroscopique » suivi d'un traitement de clarification « microscopique » puis, finalement, passe au stockage et à la distribution. L'ensemble de ces étapes s'effectue sous l'œil d'un certain nombre d'organismes contrôleurs notamment l'ONEE au Maroc, les régies de distribution et les ministères en question.

Les études réalisées en traitement d'eau, pour desservir les populations, doivent prendre en considération plusieurs paramètres évolutifs : l'année horizon, l'accroissement démographique, l'évolution des dotations, l'évolution des consommations industrielles, commerciales et touristiques etc.

C'est ainsi que notre projet intitulé : réalisation d'une application de dimensionnement de la filière de traitement d'eau potable, vient répondre au besoin d'automatiser le calcul des stations de traitement.

Le projet comporte trois grandes parties :

- ✓ Une première partie sera consacrée aux généralités sur le traitement, à la réglementation et aux normes régissant la filière de traitement de l'eau potable ainsi que les critères de choix de chaque unité de traitement.
- ✓ Une deuxième partie présente un travail bibliographique constituée par : les différents types, les critères de conception et méthodes de dimensionnement des ouvrages de traitement.
- ✓ Une dernière partie consacrée pour la présentation de notre logiciel : algorithmes et mise en œuvre à travers une étude de cas afin de vérifier les résultats obtenus par le logiciel de calcul.

2 Chapitre 1 : Généralités sur le traitement de l'eau potable

2.1 But de traitement

Une eau potable est une eau que l'on peut boire sans risque pour la santé, cette eau doit être exempte de germes pathogènes (bactéries, virus) et d'organismes parasites, car les risques sanitaires liés à ces micro-organismes sont énormes. Elle ne doit contenir certaines substances chimiques qu'en quantité limitée : il s'agit en particulier de substances qualifiées d'indésirables ou toxiques, comme les nitrates et les phosphates, les métaux lourds, ou encore les hydrocarbures et les pesticides, pour lesquelles des concentrations maximales admissibles ont été définies par les normes. À l'inverse, la présence de certaines substances peut être jugée nécessaire comme les oligo-éléments indispensable à l'organisme.

Une eau potable doit aussi être une eau agréable à boire : elle doit être claire, inodore et sans goût. Pour cela elle lui faut contenir un minimum de sels minéraux dissous (de 0,1 à 0,5 gramme par litre), lesquels sont par ailleurs indispensables à l'organisme. Enfin, elle ne doit pas corroder les canalisations afin d'arriver "propre" à la sortie des robinets.

Or les eaux brutes qu'elles soient souterraines ou superficielles ne remplissent pas toujours ces critères requis en termes de qualité chimique et microbiologique, par conséquence l'eau a besoin de traitement avant qu'elles soit adaptée à la consommation humaine et industrielle.

2.2 Réglementation

2.2.1 Principe de la réglementation actuelle

Le code de la santé publique fixe plusieurs types d'obligations:

- ✓ Des règles techniques de protection et de prévention visant à assurer le bon fonctionnement de l'ensemble du système: du captage (instauration de périmètres de protection) à la distribution (modalités de conception et d'entretien du réseau), en passant par le traitement (produits et procédés de traitement et matériaux);
- ✓ Des exigences de qualité décrites dans la norme marocaine « NM 03.7.001 » élaborée par le comité technique de normalisation des eaux d'alimentation humaine, éditée et diffusée par le Service de Normalisation Industrielle Marocaine (SNIMA);
- ✓ Des modalités de suivi de la qualité des eaux afin de vérifier le respect des exigences de qualité de l'eau au robinet mais également le respect des limites de qualité fixées pour les ressources en eau (Arrêté conjoint du ministre de l'équipement et du ministre chargé de l'aménagement du territoire, de l'urbanisme, de l'habitat et de l'environnement n° 1277-01 du 10 chaabane 1423 (17 octobre 2002) portant sur la fixation des normes de qualité des eaux superficielles utilisées pour la production de l'eau potable.) ;
- ✓ Des dispositions en matière d'information entre les autorités sanitaires et les responsables et envers les consommateurs.

2.2.2 Contrôle des résultats

Le contrôle des résultats est précisément décrit. Tout d'abord l'ONEE branche eau et les régies de distribution doivent organiser et exercer un contrôle interne et complet afin de s'assurer du bon fonctionnement des installations de production et de distribution.

Les éléments à prendre en compte dans la définition d'un programme de contrôle sont :

- ✓ L'évolution de la qualité de l'eau brute ;
- ✓ L'évolution de la qualité de l'eau traitée sortie de l'usine et distribuée dans le réseau public, par suivi en continu de certains paramètres (comme le chlore résiduel, la turbidité) et par mise en œuvre d'un suivi complémentaire (par exemple sur la bactériologie, l'évolution des matières organiques et des sous-produits de désinfection) ;
- ✓ L'examen des installations, au niveau de l'usine et des réseaux d'eau (conception, stagnation de l'eau en conduite et en réservoir) ;
- ✓ La mise en œuvre de mesures correctives ;
- ✓ La réalisation d'enquêtes et d'études ;
- ✓ L'information.

2.2.3 Gestion de crises

La gestion d'une crise comporte plusieurs phases principales qui s'enchaînent :

- ✓ L'alerte après constat du problème, par émission d'information ;
- ✓ Après confirmation de l'alerte et si possible du lien eau/santé, vient la recherche des causes puis la recherche de solutions et la mise en place d'une l'alimentation en secours avec l'obligation d'informer la population ;
- ✓ Le suivi des décisions avec information continue de la population, accompagné de la poursuite de la recherche des causes ainsi que de la poursuite de l'alimentation en secours ;
- ✓ Le retour à la normale avec un contrôle de ce retour et la suspension de l'alimentation en secours;
- ✓ L'évaluation incluant un bilan de l'opération, les informations des acteurs et le partage de l'expérience.

2.3 Choix de la filière de traitement

L'établissement d'une filière (ou chaîne) de traitement pour la production d'eau potable consiste à assembler un certain nombre de procédés de traitement des eaux, dans un ordre déterminé, destinés à produire une eau agréable, désinfectée et conforme aux exigences règlementées, tout en minimisant la formation de sous-produits de traitement.

2.3.1 Critères du choix

Le choix des procédés et de leur disposition dans la filière est évidemment guidé, en premier, par le débit souhaité et par la nature de l'eau, après avoir effectué les analyses nécessaires sur la qualité de la ressource. Dans le cas d'une eau superficielle, sujette à des variations saisonnières, plusieurs campagnes analytiques seront réalisées. L'eau souterraine sera préférée à l'eau superficielle par sa meilleure qualité microbiologique et

contenant généralement moins de matières organiques et d'impuretés chimiques indésirables ou toxiques.

D'autres critères peuvent ensuite entrer en ligne de compte, comme le coût des procédés, leur encombrement, leur autonomie, leur contribution au développement durable (bilan carbone) et parfois leur image médiatique.

Enfin, la filière doit être choisie de façon à être évolutive, compte tenu de la dégradation possible de la qualité de la ressource, de l'augmentation de la demande en eau potable (accroissement de la population, taux de branchement) et des exigences de plus en plus sévères

2.3.2 Difficultés techniques rencontrées

Les ressources en eaux superficielles sont très rarement d'excellente qualité et les eaux souterraines sont de plus en plus souvent contaminées par les polluants d'origine anthropique. Par suite, les valeurs paramétriques réglementaires des eaux destinées à la consommation sont de plus en plus difficiles à respecter alors que les moyens analytiques permettant de les contrôler sont de plus en plus perfectionnés. En outre, ces paramètres doivent être désormais respectés au robinet du consommateur et non plus à la sortie de la station de traitement. L'eau refoulée doit donc être stable (biologiquement et chimiquement) et inerte vis-à-vis des matériaux du réseau.

Les procédés disponibles sont de plus en plus variés et leur fonction n'est pas unique. Ils peuvent en effet satisfaire totalement ou partiellement plusieurs objectifs de qualité sans toutefois que les conditions optimales de fonctionnement soient toujours compatibles avec chacun de ces différents objectifs.

Enfin, le réseau de distribution représente un domaine où existent encore des phénomènes physiques et biologiques inconnus. La maîtrise technique de la qualité de l'eau lors de sa distribution constitue toujours une difficulté supplémentaire.

2.3.3 Etapes de traitement que peut inclure une filière

Une filière de traitement des eaux destinées à la consommation humaine doit inclure en priorité une excellente désinfection précédée, au plus, de trois groupes d'étapes de traitement (prétraitements physiques et chimiques, clarification, traitements d'affinage), selon la qualité de l'eau à traiter.

2.3.3.1 Première étape : prétraitements physiques et chimiques

L'étape de prétraitements physiques est systématique en traitement des eaux superficielles, à la prise d'eau et/ou au sein de l'usine (dégrillage au minimum, dessablage, débourbage, déshuilage, micro-tamisage). Elle peut être suivie, dans l'usine, d'une pré-oxydation (pré-chloration, pré-oxydation par l'air ou pré-ozonation),

En eau souterraine, le prétraitement, quand il existe, dépend des caractéristiques particulières de l'eau. Ce peut être par exemple une oxydation (élimination du fer, du manganèse, de l'azote ammoniacal) ou une simple aération (pour les mêmes fins et pour le dégazage).

2.3.3.2 Deuxième étape : clarification

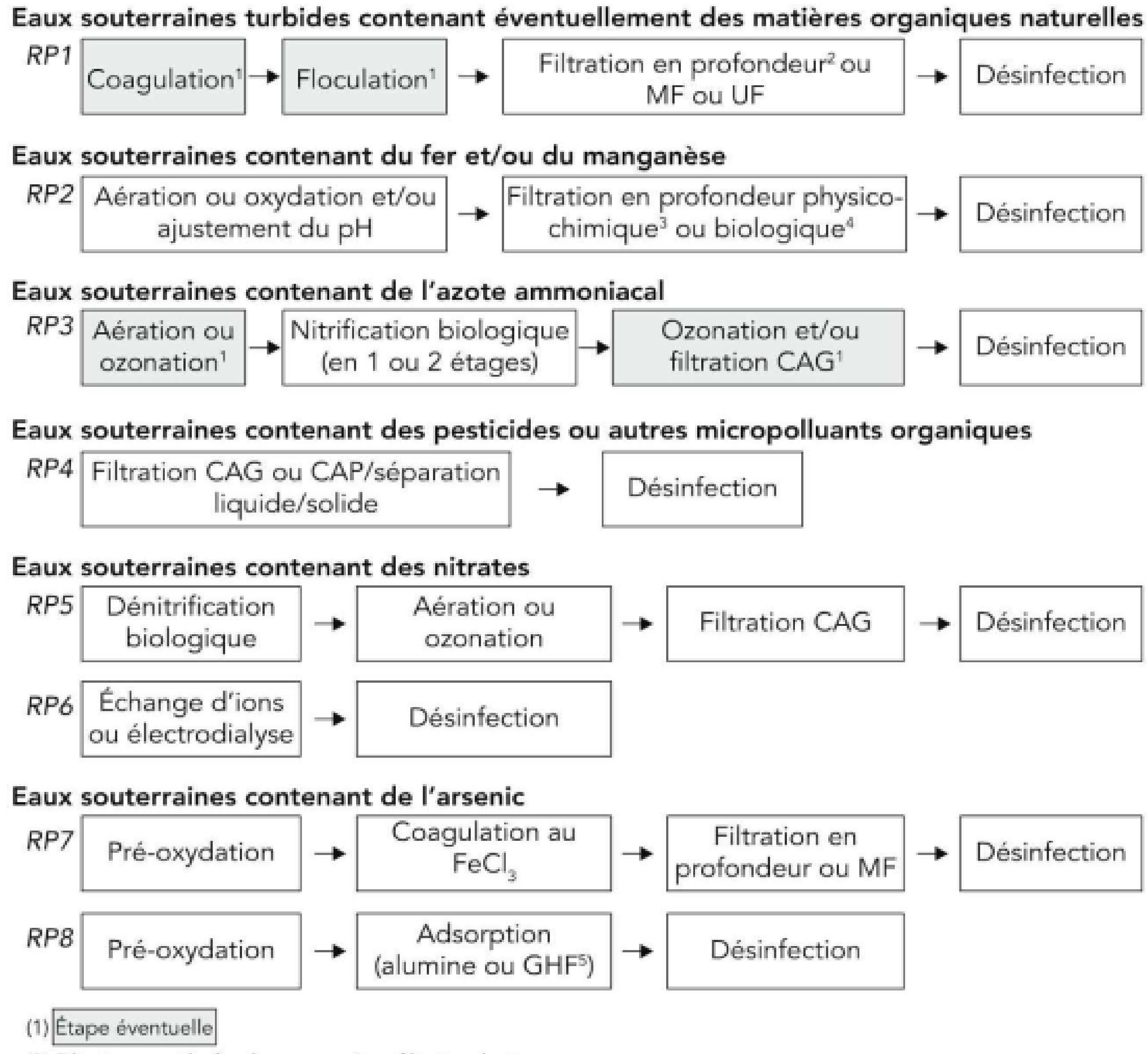
Dans le cas d'eaux de surface, il s'agit généralement d'une clarification complète avec coagulation, floculation, décantation (ou flottation) et filtration. Pour les eaux très turbides (MES > 5 g/L), une pré-décantation (ou débourbage) doit être pratiquée avec coagulation alors que, pour les eaux peu turbides (nappe alluviale ou eau souterraine), une simple (ou double) filtration avec coagulation sur filtre ou encore une filtration sur membrane d'ultrafiltration peuvent suffire.

2.3.3.3 Troisième étape éventuelle : finition

L'étape de finition (ou d'affinage) a longtemps consisté en une filtration sur charbon actif en grains (CAG) souvent précédée d'une ozonation. Bien qu'également utilisée en eau souterraine, notamment lors d'une dénitrification ou de l'élimination de pesticides, cette étape est plutôt réservée au traitement d'eaux de surface.

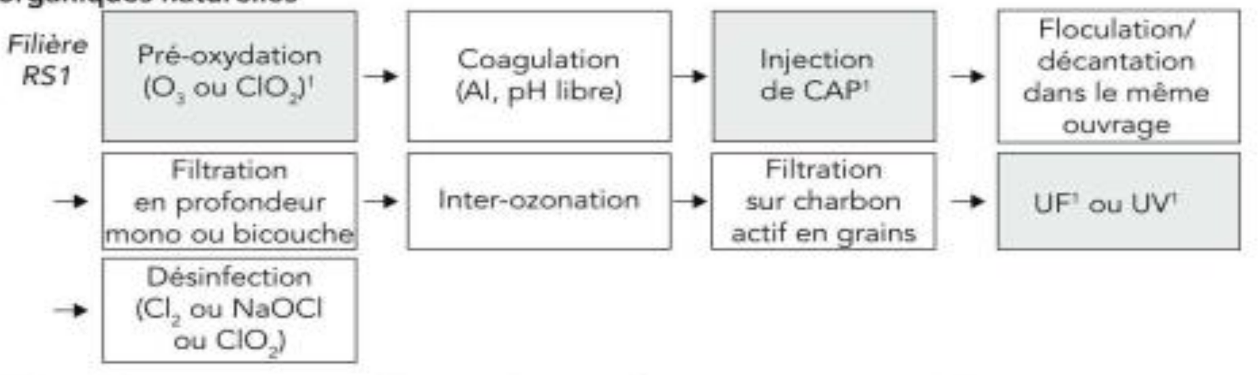
Les filières traditionnelles se sont progressivement modifiées ces dernières années, principalement au niveau de l'étape d'affinage du traitement des eaux superficielles, par le remplacement du filtre CAG, voire l'ozonation, par de nouvelles technologies couplant l'injection de charbon actif en poudre (CAP) et un procédé de séparation liquide/solide (ultrafiltration ou décanteur à contact de boues et/ou lamellaire) ou encore par la nano-filtration.

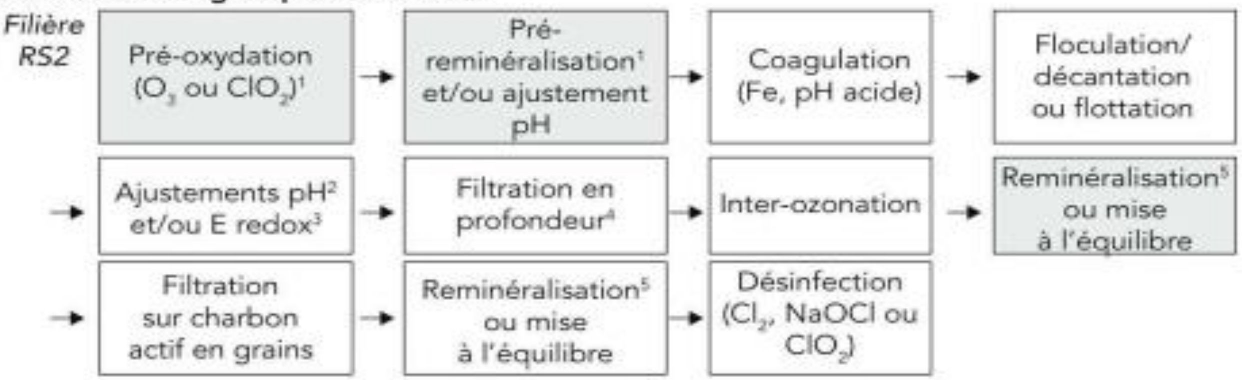
Les principales filières recommandées pour les différents types d'eaux sont citées sur les figures suivantes :

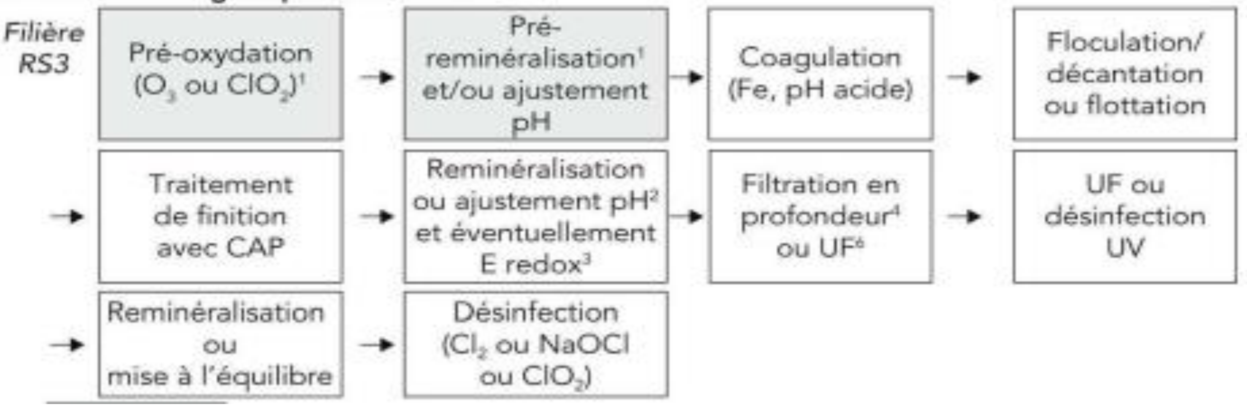


(Source : Production d'eau potable, Bernard Legube)

Figure 1 : principales filières pour eaux souterraines







<u>Figure 2 : principales filières pour eaux de surface</u>

(Source : Production d'eau potable, Bernard Legube)

3 Chapitre 2 : Dimensionnement des ouvrages

3.1 Calcul des besoins en eau :

Pour évaluer les besoins en eau d'une agglomération, il est nécessaire d'estimer l'effectif de la population et les dotations futures de cette agglomération en se basant sur les recensements antérieurs. En effet, il existe plusieurs méthodes d'estimation de la population à savoir la méthode arithmétique, la méthode géométrique, la méthode logistique et la méthode rationnelle, cette dernière demeure la plus utilisée vue qu'elle s'approche plus à la réalité.

3.1.1 Prévisions de la Population :

En se basant sur les recensements antérieurs, on calcule le taux d'accroissement moyen de la méthode choisie (Arithmétique, géométrique ou rationnelle) qu'on adoptera pour l'estimation de la population future.

3.1.1.1 Méthode rationnelle :

$$\boldsymbol{P_f = P_i \times (1 + k_r)^{(t_f - t_i)}}$$

Avec :

- ✓ P_f: Population à la date f
- ✓ P_i: Population à la date i
- ✓ k_r: Taux d'évolution de la population entre les dates i et f.

On calcule k_r par la formule : $\boldsymbol{k_r = \left(\frac{P_f}{P_i}\right)^{\frac{1}{(t_f - t_i)}} - 1}$

3.1.1.2 Méthode arithmétique :

$$\boldsymbol{P_f = P_i + k_a \times (t_f - t_i)}$$

Avec :

- ✓ P_f: Population à la date f
- ✓ P_i: Population à la date i
- ✓ k_a : Taux d'évolution de la population entre les dates i et f.

On calcule k_a par la formule : $\boldsymbol{k_a = \frac{P_f - P_i}{t_f - t_i}}$

3.1.1.3 Méthode géométrique :

$$\boldsymbol{P_f = P_i \cdot e^{k_g \cdot (t_f - t_i)}}$$

Avec :

- ✓ P_f: Population à la date f

- ✓ P_i: Population à la date i
- ✓ k_g: Taux d'évolution de la population entre les dates i et f.

k_g est calculé par la formule : $\boldsymbol{k_g} = \frac{\boldsymbol{ln\left(\frac{P_f}{P_i}\right)}}{\boldsymbol{t_f - t_i}}$

3.1.2 Consommation

3.1.2.1 Consommation domestique

Elle est déterminée sur la base des statistiques de consommation des années passées et les dotations envisagées dans le futur.

3.1.2.2 Consommation commerciale

Elle représente actuellement (% à l'année actuelle d'étude) de la consommation domestique et elle doit atteindre (% à une année horizon) de la même consommation. Le calcul de cette augmentation va se faire par interpolation linéaire.

3.1.2.3 Consommation touristique

Elle représente (% à l'année actuelle d'étude) de la consommation domestique et elle doit atteindre (% à une année horizon). Là encore le calcul de l'augmentation va se faire par interpolation linéaire.

3.1.2.4 Consommation industrielle

Elle représente actuellement (% à l'année actuelle d'étude) de la consommation domestique et elle doit atteindre (% à une année horizon).

3.1.2.5 Consommation total

$$Consommation\ totale = \sum toutes\ les\ consommations, en\ m^3/j$$

3.1.2.6 Besoin de pointe à produire

$$Besoin\ global = Cpj \times \frac{Consommation\ totale}{\eta_{res} \times \eta_{add}}, en\ m^3/j$$

Avec :

- ✓ Cpj : Coefficient de pointe journalière
- ✓ η_{res} : Rendement du réseau
- ✓ η_{add} : Rendement d'adduction

Il est à noter que les dimensions « Hauteurs » que nous aurons à calculé pour le dimensionnement des différents ouvrages représentent la hauteur de l'eau au sein de l'ouvrage. On songe alors à ajouter une marge pour obtenir la hauteur réelle de l'ouvrage.

3.2 Unités de captage :

3.2.1 Source de prise :

Parmi les étapes primordiales dans le processus de production de l'eau potable, **le captage**.

L'eau qui est captée à l'état brut peut avoir diverses origines : cours d'eau, plans d'eau, nappes souterraines ou sources. 2/3 des captages s'effectuent dans les nappes contre seulement 1/3 dans les eaux superficielles.

Caractéristiques	Eaux de surface	Eaux souterraines
Température	variable suivant saisons	relativement constante
Turbidité, MES (vraies ou colloïdales)	variable, parfois élevée	faible ou nulle (sauf en terrain karstique)
Couleur	liée surtout au MES (argiles, algues...) sauf dans les eaux très douces et acides (acides humiques)	liée surtout aux matières en solution (acide humiques) ou due à une précipitation (Fe-Mn)
Goût et odeurs	fréquents	rares (sauf H_2S)
Minérailisation globale (ou : salinité, TDS...)	variable en fonction des terrains, des précipitations, des rejets)	sensiblement constante ; en général, nettement plus élevée que dans les eaux de surface de la même région
Fe et Mn divalents (à l'état dissous)	généralement absents, sauf en profondeur des pièces d'eau en état d'eutrophisation	généralement présents
CO_2 agressif	généralement absent	présent, parfois en grande quantité
O_2 dissous	le plus souvent au voisinage de la saturation: absent dans le cas d'eaux très polluées	teneur faible ou nulle

H_2S	généralement absent	parfois présent
NH_4	présent seulement dans les eaux polluées	présent fréquemment sans être un indice systématique de pollution bactérienne
Nitrates	peu abondants en général	teneur parfois élevée
Silice	teneur en général modérée	teneur souvent élevée si roche siliceuse
Ca, Mg, HCO_3	Variable selon région	teneur souvent élevée si roche calcaire ou calcaro-magnésienne
Micropolluants minéraux et organiques	Selon rejets industriels (dont les activités minières), agricoles ou des habitations ; pollution permanente ou périodique (dont accidentelle).	présents en fonction des épandages agricoles ou rejets industriels en surface une pollution accidentelle peut subsiste plus longtemps
Solvants chlorés	rarement présents	peuvent être présents (pollution de la nappe)
Éléments vivants	bactéries (dont certaines pathogènes), virus, plancton (animal et végétal)	ferrobactéries et sulfatoréductrices fréquentes
Caractère eutrophe	possible : accentué par les température élevées	non

Tableau 1 : Principales différences entre eaux de surface et eaux souterraines

(Tableau fournie par © SUEZ environnement)

Le choix des composantes de la prise d'eau dépend de nombreux facteurs :

- Les caractéristiques de la source d'eau ;
- Besoins actuels et futurs ;
- Variations de la qualité/quantité de l'eau brute ;
- Conditions climatiques ;

La prise dont l'élément de conception est un ouvrage de génie civil, aura une section rectangulaire pour faciliter le raccordement avec le puits d'eau brute.

La vitesse de circulation de l'eau dans la canalisation doit être comprise entre une valeur minimale V_{min} = 0.3 m/s (pour éviter la décantation des particules) et une valeur maximale V_{max} = 0.6 m/s (pour qu'il n'y ait pas de turbulence, et éviter l'érosion de la canalisation).

Le but par la suite est de déterminer la section de la canalisation pour assurer le captage du débit de chaque horizon.

Pour le calcul, on évalue les éléments suivants pour chaque horizon :

- ✓ Section minimale : $S_{min} = \frac{Q}{Vmax}$
- ✓ Section maximale : $S_{max} = \frac{Q}{Vmin}$
- ✓ Courbe S_{min}, S_{max} = f(Q)

Ainsi après avoir rempli le tableau des section min et max, on procède au choix de la section ou des sections de la canalisation sur toute la durée de vie de la station.

3.2.2 Les éléments de la prise :

3.2.2.1 Dégrillage :

3.2.2.1.1 Section de la grille :

Le rôle de la grille est d'empêcher l'entrainement des matières grossières et inertes vers la conduite d'amenée. Après le nettoyage des grilles, les déchets sont évacués avec les ordures ménagères.



Figure 3 : Exemple de grille courbe (à droite et à gauche) et grille inclinée au milieu

(© SUEZ environnement)

La grille que nous allons adopter sera :

- ✓ De forme rectangulaire à nettoyage mécanique
- ✓ Inclinée d'un angle $\theta°$ pour mieux retenir toutes les matières grossières.
- ✓ Constituée de barres à section circulaire (diamètre Ø (mm)) horizontales et verticales encastrées, espacées de e(mm).

L'ensemble des paramètres $\theta°$, $\emptyset$ (mm) et e(mm) sont insérés dans l'application par l'utilisateur au sein de l'onglet « Unité de captage » au niveau des dimensions de la grille.

On calcule la surface de la grille en fonction de la surface d'écoulement selon la formule suivante :

La surface verticale de la grille est donnée par la formule :

$$S_v = \frac{S_{ecoulement}(m^2)}{a \cdot c}$$

$\mathbf{a} = \frac{\mathbf{e}}{\mathbf{e} + \emptyset}$	*Coefficient de passage libre avec e(mm) : espacement entre barres*
c	*Coefficient de colmatage de 0,4 à 0,5 pour grille mécanique*

La surface réelle de la grille est calculée en introduisant l'inclinaison $\theta°$:

$$S_r = \frac{S_v}{\sin(\theta)}$$

On détermine la largeur l(m) de la grille et sa hauteur verticale h_v(m) à partir de la section d'écoulement d'eau (Le champ de grille est arrêté un peu au-dessus du niveau d'eau maximal). Puis on calcule la hauteur réelle de la grille :

$$h_r(\mathrm{m}) = \frac{h_v}{\sin(\theta)}$$

3.2.2.1.2 Nombre de barres verticales :

Le nombre de barres verticales est donné par les formules :

$$L = N_v\emptyset + (N_v + 1) * e \quad \Rightarrow \quad Nv = \frac{L - e}{e + \emptyset}$$

Avec :

- ✓ N_v : Nombre de barres verticales
- ✓ e : espacement entres les barres
- ✓ $\emptyset$: diamètres des barres

3.2.2.1.3 Nombre de barres horizontales :

Le nombre de barres horizontales est donné par les formules :

$$h_r = \frac{h_v}{\sin(\theta)} = N_H\emptyset + (N_H + 1) * e \quad \Rightarrow \quad N_H = \frac{h_r - e}{e + \emptyset}$$

Avec :

- ✓ N_H : Nombre de barres horizontales.
- ✓ e : espacement entres les barres
- ✓ $\emptyset$: diamètres des barres

On doit par la suite vérifier que la vitesse pour toutes les années restera comprise entre 0,3m/s et 0,6m/s avec les dimensions qu'on a choisies.

3.2.2.1.4 Pertes de charge au niveau de la grille :

Les pertes de charges à travers la grille sont données par l'équation de Kirchmer :

$$\Delta H = \beta \cdot (\emptyset/e)^{4/3} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot sin\,(\theta)$$

Avec :

- ✓ e : espacement entre les barreaux (mm)
- ✓ $\emptyset$: diamètre des barreaux (mm)
- ✓ θ : angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal.
- ✓ β : coefficient qui tient compte de la forme des barreaux.
- ✓ $g = 9.81 m/s^2$

3.2.3 La conduite d'amenée :

La conduite d'amenée sera une vase communiquant entre le puits d'eau brute et la rivière. On prévoit une longueur de la conduite L (m).

3.2.3.1 Calcul de diamètre :

La vitesse de conception doit satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $0.3\ m/s < v < 0.8\ m/s$ (souhaitée)
- ✓ $0.3\ m/s < v < 1.2\ m/s$ (Admissible)

On calcule la section max et min de la conduite à partir des valeurs du débit de conception moyennant les limites de l'intervalle des vitesses souhaitables. Après on calcule le diamètre correspondant. Avec :

$$S = \frac{Q}{V}$$

On aboutit à un diamètre nominal DN(mm). Le diamètre choisi doit vérifier les conditions de vitesse.

3.2.3.2 Le puits d'eau brute :

L'eau acheminée par la conduite d'amenée aboutie dans le puits collecteur avant qu'elle soit pompée vers les ouvrages avals. Pour une autonomie de T_{auto}(min), le volume du puits serait égal :

$$V_{puits} = Q_{horizon} * T_{auto}$$

3.2.3.3 Pertes de charge à travers la conduite d'amenée :

Les pertes de charge à travers la conduite sont données par la formule de SCIMEMI pour des conduites DIMATIT :

$$i = (\frac{Q}{48.3DN^{2.68}})^{1/0.56}$$

- i : perte de charge unitaire (m/m)
- Q : débit à travers la conduite (m3/s)
- DN : diamètre nominal de la conduite (m)
- Les pertes de charges totales: $\Delta H = i * L$

3.3 POMPAGE

3.3.1 La conduite de refoulement :

C'est la conduite qui sert à canaliser l'eau issue des pompes jusqu'au réservoir de stockage. Pour le dimensionnement de cette conduite, on se réfère au diamètre économique, en réalisant un compromis entre les frais d'investissement et ceux de l'exploitation dépendant du diamètre choisi. En effet, les frais d'investissement augmentent en augmentant le diamètre.

3.3.1.1 Diamètre économique

- **Méthode de BRESS**

$$De = 1{,}5 \times \sqrt{Q}$$

Avec :

- ✓ De : Diamètre économique
- ✓ Q : Débit total

- **Méthode de calcul économique**

Deux éléments principaux entrent en considération lors du calcul économique :

- ✓ % L'investissement : Le prix de la canalisation, y compris le transport, la pose, le terrassement…
- ✓ % Les frais d'exploitation et de maintenance.

L'investissement des conduites augmente avec le diamètre mais le prix de la pompe et des frais d'exploitation diminuent avec le diamètre (à cause des faibles pertes d'énergie), donc un compromis technico-économique doit exister.

La puissance absorbée par le moteur (Pam) est proportionnelle à la hauteur manométrique totale Hmt avec : Hmt = Hg + Ja + Jr

- ✓ Hg : Hauteur géométrique
- ✓ Ja : Perte de charge d'aspiration
- ✓ Jr : Perte de charge de refoulement
- ✓ Le prix unitaire est fixé par le marché pour chaque diamètre unitaire.

- Le calcul des frais d'amortissement se fait par la relation suivante :

$$A = D_a * \frac{a}{1 - (1 + i)^{-n}}$$

Avec

- ✓ i : Taux d'amortissement
- ✓ $D_a = Prix\ du\ diamètre \times L$: avec L : longueur de la conduite

- ✓ n : Durée de vie de la conduite

- ➢ Les frais d'exploitation sont en fonction de la puissance :

Avec $\boldsymbol{P} = \frac{\boldsymbol{\rho.g.Q.Hmt}}{\boldsymbol{\eta}}$ ou η : rendement du groupe de pompage

Le calcul de puissance nécessite le calcul de la hauteur manométrique

$$H_{mt} = H_g + \Delta H$$

Avec :

- ✓ ΔH : Perte de charge (m).
- ✓ H_g : Hauteur géométrique (m)

Les pertes de charges sont calculées par la formule de Seimimi :

$$i = (\frac{Q}{48{,}4 * D^{2{,}68}})^{1/0{,}56} \; et \; \Delta H = L * i$$

3.3.2 Choix des pompes :

On va choisir des pompes à conduites d'aspiration submergées à axe horizontal entrainées par des moteurs électriques. Les paramètres du choix des pompes sont :

- ✓ Le débit de conception : Q;
- ✓ Le NPSH : Net Positive Section Head ;
- ✓ La hauteur manométrique totale : Hm;
- ✓ La hauteur d'aspiration de la pompe : Ha

Le puit d'aspiration sera conçu comme suit : (voir la page suivante)

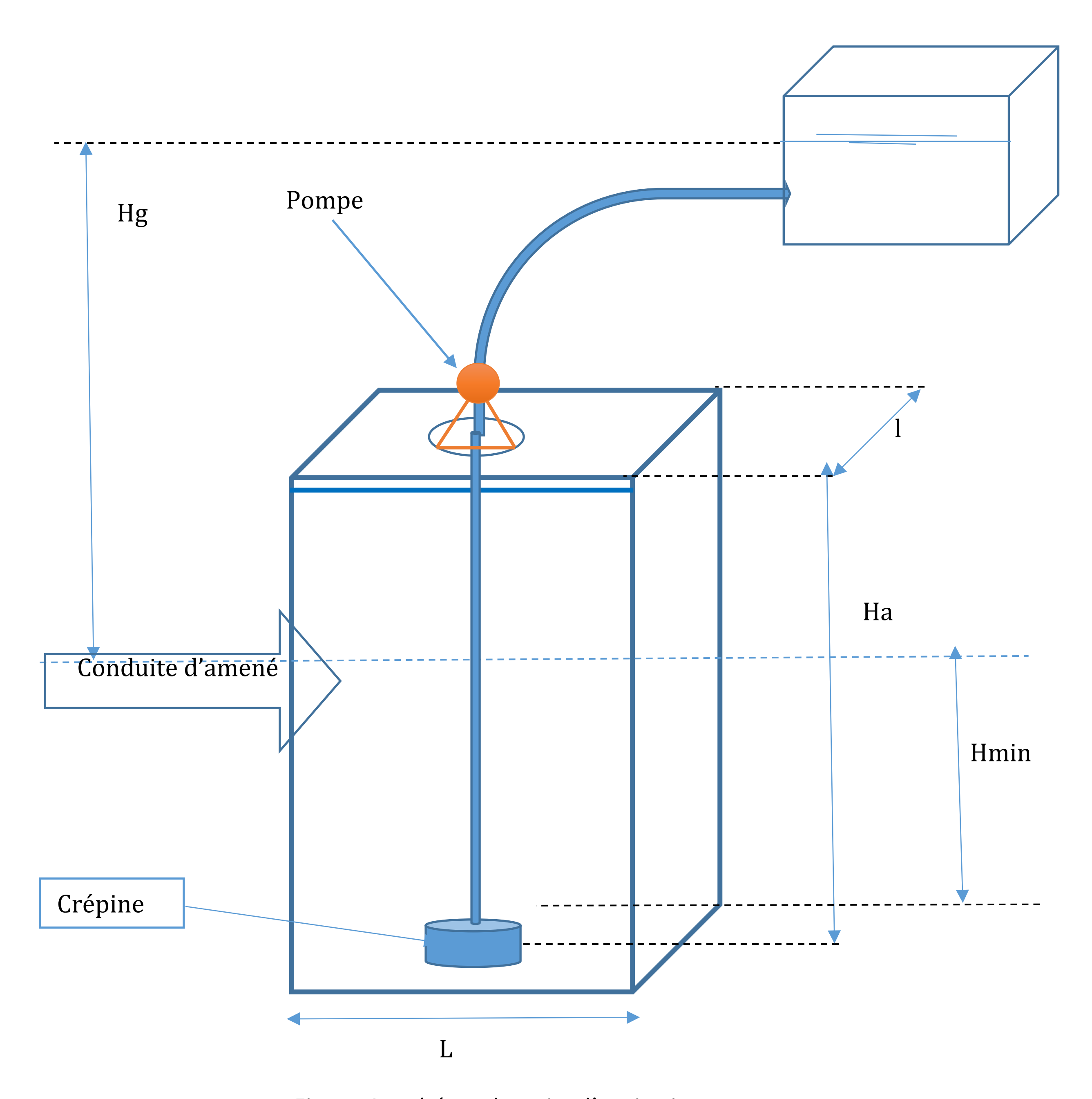


Figure 4 : schéma du puits d'aspiration

D'après le catalogue des pompes dont on dispose on choisit une pompe à débit de $Q_{pompé}$ par la suite on calcule le diamètre de la conduite d'aspiration avec une vitesse d'aspiration de : $D = \sqrt{\frac{4Qpmopé}{\pi V}}$ avec V= 1m/s.

Les pertes de charge unitaires dans la conduite d'aspiration se calculent par la relation suivante :

$$\frac{1}{4}D.i = \left(\alpha + \frac{\beta}{D}\right).V^2$$

Avec :

- ✓ i : pertes de charge unitaire dans la conduite d'aspiration :
- ✓ D : diamètre nominal choisi
- ✓ V : vitesse dans la conduite d'aspiration imposée égale à 1 m/s
- ✓ $\alpha = 253,5.10^{-6}$ et $\beta = 6,47.10^{-6}$

Donc : $\Delta Ha = i^* Ha$ avec Ha : hauteur d'aspiration

<u>Conditions $NPSH_{dispo}$</u> :

$NPSH_{disp} = 10,9 - (H_a + \Delta H_a)$ *Avec H_a: hauteur d'aspiration*

$NPSH_{disp} > NPSH_{requis}$ Pour éviter le phénomène de cavitation

- **Agencement des pompes**

Vu le nombre de pompes dont on dispose avec un débit unitaire Qpompé, il nécessaire de faire un tableau d'agencement afin de déterminer le nombre de pompes à mettre en marche ainsi que de vérifier les conditions de vitesse dans la conduite de refoulement et de préciser la durée de pompage, le nombre de pompes à ajouter et quand il faut les ajouter.

On doit toujours prévoir 3 pompes supplémentaires dont la première servira comme pompe en veilleuse, la deuxième est réservée au secours en cas de panne et la 3eme, en cas de pannes d'électricité, un groupe électrogène qui servira pour alimenter les pompes en électricité.

<u>Remarque :</u> Le remplacement des pompes se fera après le dépassement de la durée de vie fixée par le constructeur.

3.3.3 Caractéristiques du puits d'aspiration :

Le puits est dimensionné par le biais des paramètres suivants :

- ✓ Le volume d'autonomie V = Q*t (m^3), ou t : temps d'autonomie
- ✓ Espace nécessaire à chaque pompe
- ✓ Espacement entre pompes (m)
- ✓ Disposition des pompes : (nombre de pompes par colonne et par ligne)
- ✓ Hauteur d'aspiration permettant un fonctionnement sans cavitation de pompes (m)

3.4 Répartition et aération :

3.4.1 Répartiteur :

Le répartiteur de débit est conçu comme un déversoir pour répartir le débit de l'eau brute sur les files de production. Il est calé à l'amont de la cascade d'aération. Son dimensionnement se base sur les données suivantes :

- ✓ Le débit de l'eau brute : Q_b
- ✓ La longueur de déversement unitaire l
- ✓ Nombre déversoir : n
- ✓ Longueur total de déversement $L = n \times l \ (m)$

La hauteur de la lame versante est calculée par la formule du déversoir :

$$h = \left(\frac{Q_b}{\mu . L . \sqrt{2g}}\right)^{2/3}$$

Avec :

- ✓ g : accélération de la pesanteur ($g = 9{,}81 m/s^2$)
- ✓ μ : coefficient de débit ($\mu = 0{,}4$ pour un déversoir rectangulaire)

Les principales caractéristiques de l'ouvrage de répartition sont récapitulées ci-dessous :

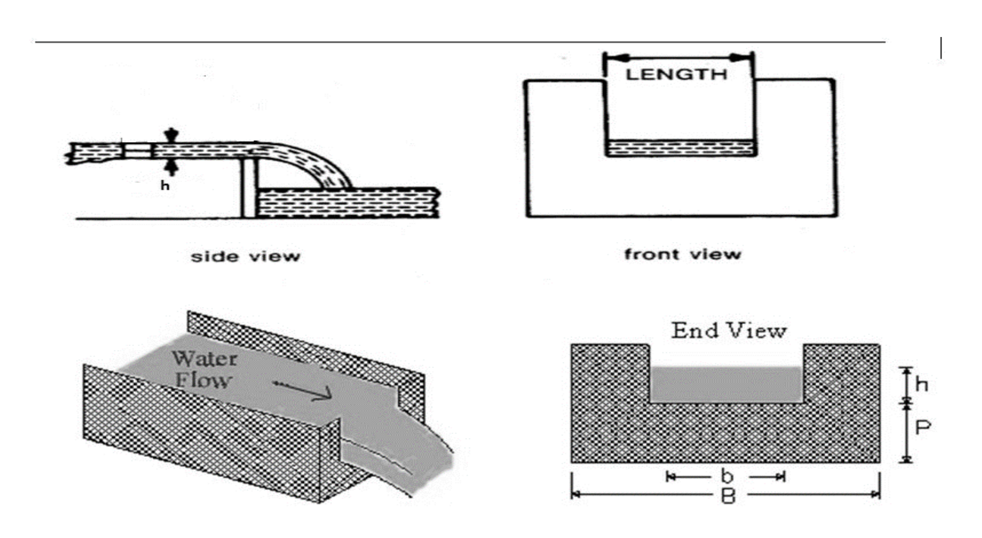


Figure 5 : Schéma de déversoir

3.4.2 La cascade d'aération :

Le déficit en O_2 dissous, même s'il n'est pas toujours recensé, impose une aération de l'eau brute pour ramener la teneur de cet élément à la valeur recommandée par la norme marocaine qui est de 5 à 8 mg/l pour une température de 10 à 15°C.

L'aération sera effectuée par un système de cascades vu que l'eau brute ne présente pas de forts déficits en oxygène dissous.

La cascade sera dimensionnée sur la base des données suivantes :

- ✓ La température de l'eau brute : T °C
- ✓ Teneur initiale en oxygène dissous : $[O_2]_0$ (mg/l)
- ✓ La teneur de saturation de l'eau brute en oxygène dissous à T °C est de C_s= $[O_2]_S$mg/l.
- ✓ Débit de l'eau brute Q (m^3/s)

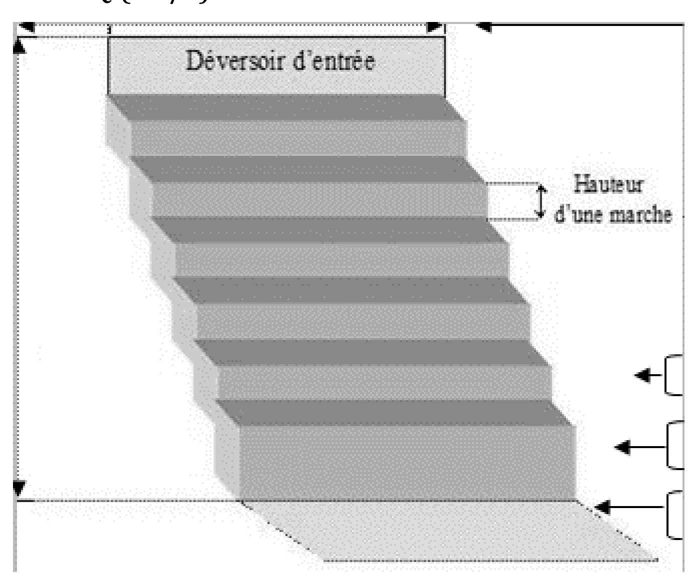


Figure 6 : cascade d'aération

- ✓ La hauteur d'une marche (0,3 <ΔH < 0,8m) ;

On définit le pourcentage de saturation à l'amont de la marche i : $P_{iam} = 100 \times \frac{C_{iam}}{C_s}$

Avec : C_{iam} est la teneur en oxygène dissous à l'amont de la marche i.

On définit, de même, le pourcentage de saturation en aval de la marche i :

$$P_{iav} = 100 - \frac{(100 - P_{iam})}{R}$$

Avec : R est le taux unitaire donné par :

$$R = \frac{(100 - \text{Piam})}{(100 - \text{Piav})} = \frac{\Delta H}{2} + 1$$

Rappelons que la norme marocaine exige, pour une eau potable, une teneur en oxygène dissous comprise entre 5 et 8 mg/l.

3.5 Débourbage

C'est une sorte de pré-décantation des matières en suspension pour éviter d'engorger les ouvrages de pompage et de traitement par les boues. Le but de cette pré-décantation est d'éliminer la majorité des matières en suspension de l'eau brute y compris la matière organique et les éléments chimiques, et d'en assurer l'évacuation sous forme de boues concentrées et de fournir à l'étape de décantation principale une eau de qualité acceptable. A partir d'une charge en matières en suspension de 2g /l on peut injecter un coagulant floculant après un jar-test au laboratoire sur l'eau brute.

3.5.1 Méthode de calcul Bassin rectangulaire

3.5.1.1 Géométrie du bassin

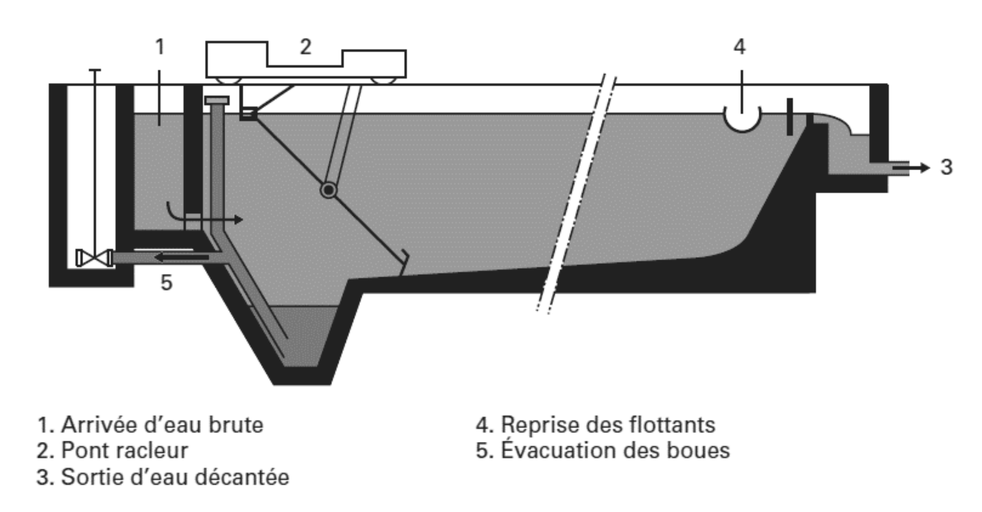


Figure 7 : Débourbeur rectangulaire

(Illustration et légende fournies par © SUEZ environnement)

Un bassin de débourbage est déterminé par sa Longueur L, sa Largeur W et sa Hauteur H

Pour le calcul, On fixe les éléments suivants :

- ✓ Temps de rétention : T_r
- ✓ Vitesse ascensionnelle : U
- ✓ Le rapport longueur / Largeur : $R = L/W$

Etant donné le débit de conception Q on a :

- ✓ Volume de débourbage : $V = Q \times T_r$
- ✓ Surface de débourbage : $S = \frac{Q*3600}{U}$
- ✓ Hauteur de débourbage : $H = U \times T_r$
- ✓ Longueur de débourbeur : $L = \sqrt{R.S}$
- ✓ Largeur totale de débourbage : $\text{W} = \frac{L}{R}$

Les contraintes suivantes sont à vérifier après le calcul :

- ✓ 1≤ T_r ≤2 h pour un taux de MES de 2 à 10 g/l ou $T_r \geq 2$ h pour un taux de MES comprises entre 10 et 50 g/l)
- ✓ 2≤ U ≤ 6 $m^3/h/m^2$
- ✓ (R=L/W) ≤ 6

3.5.1.2 Zone d'entrée

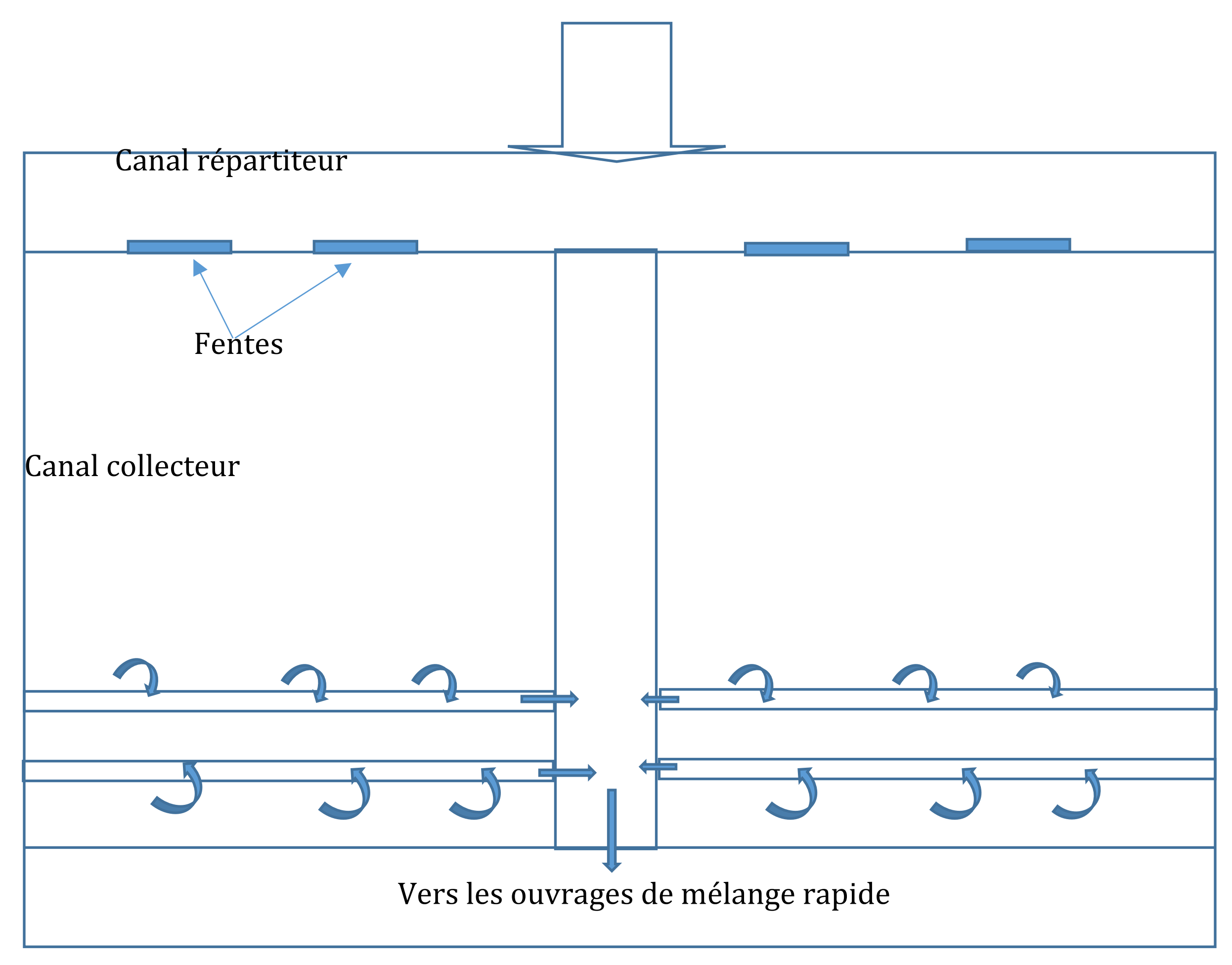


Figure 8 : Canal répartiteur reliant deux débourbeurs

Le canal répartiteur a pour rôle de répartir le débit d'eau brute entrant sur toute la largeur de débourbeur dans le but d'optimiser la pré-décantation

- **Dimensionnement du canal**

Pour le calcul, On fixe les éléments suivants :

- ✓ Vitesse dans le canal : V (m/s)
- ✓ Pente de canal : I (m/m)
- ✓ Largeur du canal : L (m)

- ✓ Section d'une fente : S_f (cm²)
- ✓ Vitesse dans les fentes : V_f (m/s)

Connaissant le débit total Q et le débit par débourbeur Q_d on calcule :

- ➢ H la hauteur du canal avec la formule de Manning Strickler $\boldsymbol{V = ks \times R_h^{2/3} \times I^{1/2}}$

  donc : $H = \frac{1}{\left[\frac{1}{\frac{V}{Ks*\sqrt{I}}}\right]^{3/2} - \frac{2}{L}}$

Avec:

- ✓ V : Vitesse d'écoulement dans le canal (m/s)
- ✓ Ks : constante de rugosité des parois, (voir le tableau 2)
- ✓ $Rh = \frac{L*H}{2.H+L}$: Rayon hydraulique (m);
- ✓ I : pente du canal (m/m)
- ✓ H : Hauteur de l'eau dans le canal

Nature des parois	Ks
Parois très unies (enduit de ciment lissé, bois raboté)	100
Parois avec enduit de ciment ordinaire	90
Parois unies (briques, pierre de taille, béton brut)	70-80
Parois peu unies (moellons)	60-70
Parois de nature mixte (talus dressés ou perreyés)	50-60
Canaux en terre (talus ordinaires)	40
Canaux en terre avec fond de galets et parois herbeuses	25-35

Tableau 2 : Valeurs de ks en fonction de type des parois

(Tableau fournies par © SUEZ environnement)

- ➢ Nombre de fentes par débourbeur : Nf

$$Stotf = \frac{Qd}{V_f} * 10^4$$

$$Nf = \frac{Stotf}{Sf}$$

Avec

- ✓ $Stotf$: Surface totale des fentes (cm²)
- ✓ Qd : débit par débourbeur (m³/s)

- ✓ Nf : Nombre de fentes par débourbeur
- ✓ Sf : Surface d'une fente (cm²)

3.5.1.3 Zone de sortie

L'eau décantée est collectée dans des goulottes conçues sur la base des paramètres suivants :

- ✓ On fixe le taux de déversement $\boldsymbol{T_{dever}}$ m³/h/m
- ✓ La longueur unitaire d'un déversoir est :$L_{dév,un}$ (m)
- ✓ Largeur d'une goulotte : *Lg (m)*

Connaissant le débit par décanteur : Qd, on calcul

- ✓ La longueur de déversement est : $L_{dév} = \frac{Q_d}{T_{dév}}$ (m)
- ✓ Le nombre de déversoirs nécessaires est alors $N_{dév} = \frac{Ldev}{Ldev,un}$,
- ✓ Longueur unitaire de déversement = largeur du débourbeur
- ✓ Nombre de goulottes $N = \frac{Ndev}{2}$ comportant 2 déversoirs chacune.
- ✓ Vérification du taux de déversement $T_{dever} = \frac{Qd}{Ledv,corrigé}$ m³/h/m
- ✓ Hauteur de l'eau dans la goulotte : $Hg = \left[\frac{Q^2}{gL_g^2}\right]^{1/3}$ (m)
- ✓ Lame versante :

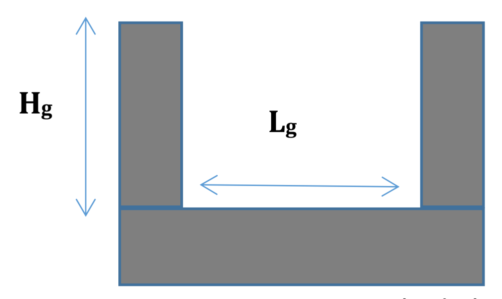


Figure 9 : Section transversale de la goulotte

Les goulottes sont alimentées par un déversoir, dont la lame d'eau est définie par la formule suivante :

$$h=\left(\frac{Q}{\mu.L.\sqrt{2g}}\right)^{2/3}$$

Avec :

- ✓ Q_d : débit de l'eau débourbée par débourbeur (m³/s)
- ✓ μ : coefficient de débit ;
- ✓ L_{dev} : longueur de déversement ; (m)

- ✓ g : accélération de la pesanteur ; g=9,81 m/s^2

3.5.2 Méthode de calcul Bassin circulaire

3.5.2.1 Géométrie du bassin

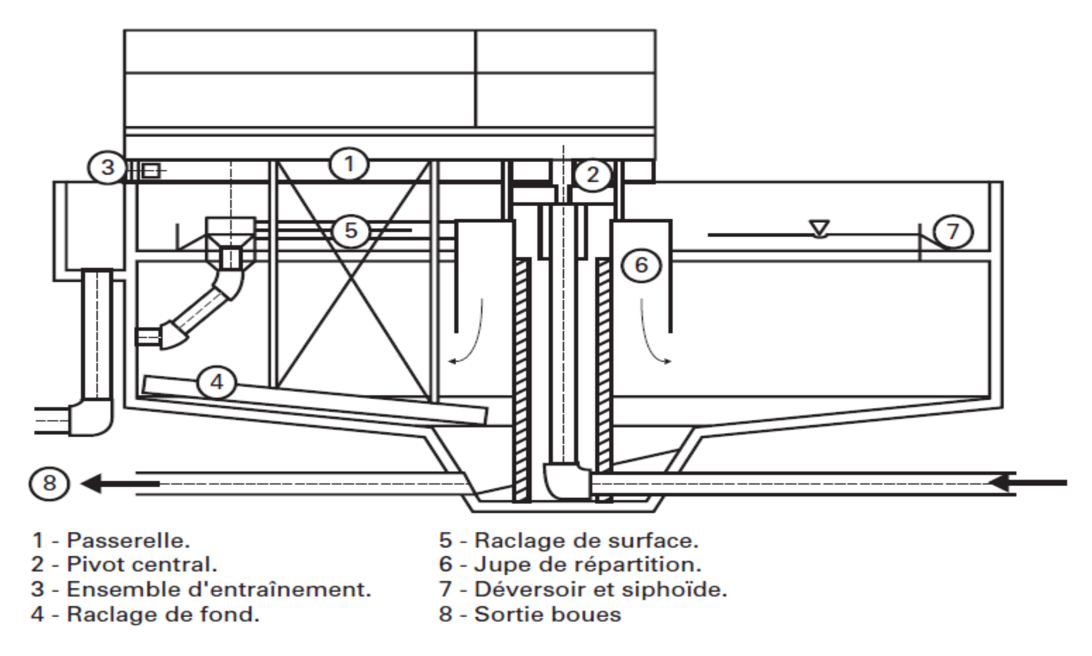


Figure 10 : Débourbeur circulaire

(Illustration et légende fournies par © SUEZ environnement)

Un bassin de débourbage est déterminé par son diamètre et sa Hauteur H

Pour le calcul, On fixe les éléments suivants :

- ✓ Temps de rétention : T_r
- ✓ Vitesse ascensionnelle : U
- ✓ Le rapport Diamètre /Hauteur : $\frac{1}{16} < \left(R = \frac{D}{H}\right) < \frac{1}{12}$ Valeurs recommandées pour un Tr = 2h par Schmidt-Bregas
- ✓ d_c: Diamètre de la partie centrale

Etant donné le débit de conception Q on a :

- ✓ Surface de la partie centrale : $S_c = \pi \times (\frac{d_c}{2})^2$
- ✓ Surface de décantation $S_d = \frac{Q}{U}$
- ✓ Surface totale de débourbage $S_{tot} = S_d + S_c$
- ✓ Diamètre de Débourbeur : $D = \sqrt{\frac{4*Stot}{\pi}}$
- ✓ Volume totale de débourbage : $V_t = S_d \times H$

- Où H = Tr * U ou $H = \frac{D}{R}$

Les contraintes suivantes sont à vérifier après le calcul :

- 1≤ T_r ≤2 h pour un taux de MES de 2 à 10 g/l ou $T_r \geq 2$ h pour un taux de MES comprises entre 10 et 50 g/l)
- 2≤ U ≤ 6 $m^3/h/m^2$
- $\frac{1}{16} < \left(R = \frac{D}{H}\right) < \frac{1}{12}$

3.5.2.2 Zone d'entrée

Pour la zone d'entrée il faut prévoir une conduite circulaire à écoulement en charge, Le diamètre de la conduite est donnée par : $D = \sqrt{\frac{4*Qd}{\pi*V}}$

Avec :

- Qd : Débit par débourbeur (m^3/s)
- V : vitesse dans la conduite (V doit être entre 1 et 2 m/s)

3.5.2.3 Zone de sortie

L'eau décantée est collectée dans des goulottes conçues sur la bases de paramètres suivants :

- On fixe le taux de déversement $\boldsymbol{T_{dever}}$ $(m^3/h/m)$
- La longueur unitaire d'un déversoir est :$L_{dév,un}$ (m)= périmètre du bassin si la longueur de déversement totale est inférieure ou égale au périmètre, si le périmètre n'est pas suffisant on opte à des goulottes a deux déversoirs de rayons R1 et R2 avec R2 = R1 + Lg et dans le cas où la longueur de déversement est inférieur au périmètre on opte aux déversoirs triangulaire pour réduire la longueur de déversement
- Largeur d'une goulotte : Lg (m)

Connaissant le débit par débourbeur : $Qd(L/s)$ on calcul

- La longueur du déversement est : $L_{dév} = \frac{Q_d}{T_{dév}}$
- Le nombre de déversoirs nécessaires est alors $N_{dév} = \frac{Ldev}{Ldev,un}$,
- Nombre de goulottes $N = \frac{Ndev}{2}$ comportant 2 déversoirs chacune ou N = Ndev si la goulotte contient un seul déversoir .
- Vérification de taux de déversement $T_{dever} = \frac{Qd}{Ledv,corrigé}$

- ✓ Hauteur de l'eau dans la goulotte : $Hg = \left[\frac{Q^2}{gL_g^2}\right]^{1/3}$

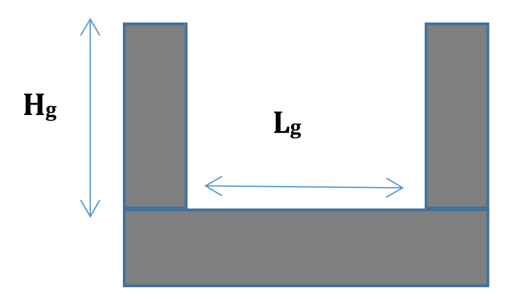


Figure 11 : Section transversale d'une goulotte

- ➢ Lame versante :

Les goulottes sont alimentées par un déversoir, dont la lame d'eau est définie par la formule suivante :

$$h=\left(\frac{Q}{\mu.L.\sqrt{2g}}\right)^{2/3}$$

Avec :

- ✓ Q_d : débit de l'eau décantée par débourbeur
- ✓ μ : coefficient de débit ;
- ✓ L_{dev} : longueur de déversement ;
- ✓ g : accélération de la pesanteur ; g=9,81 m/s²

3.5.3 Méthode de calcul Bassin lamellaire

3.5.3.1 Géométrie du bassin

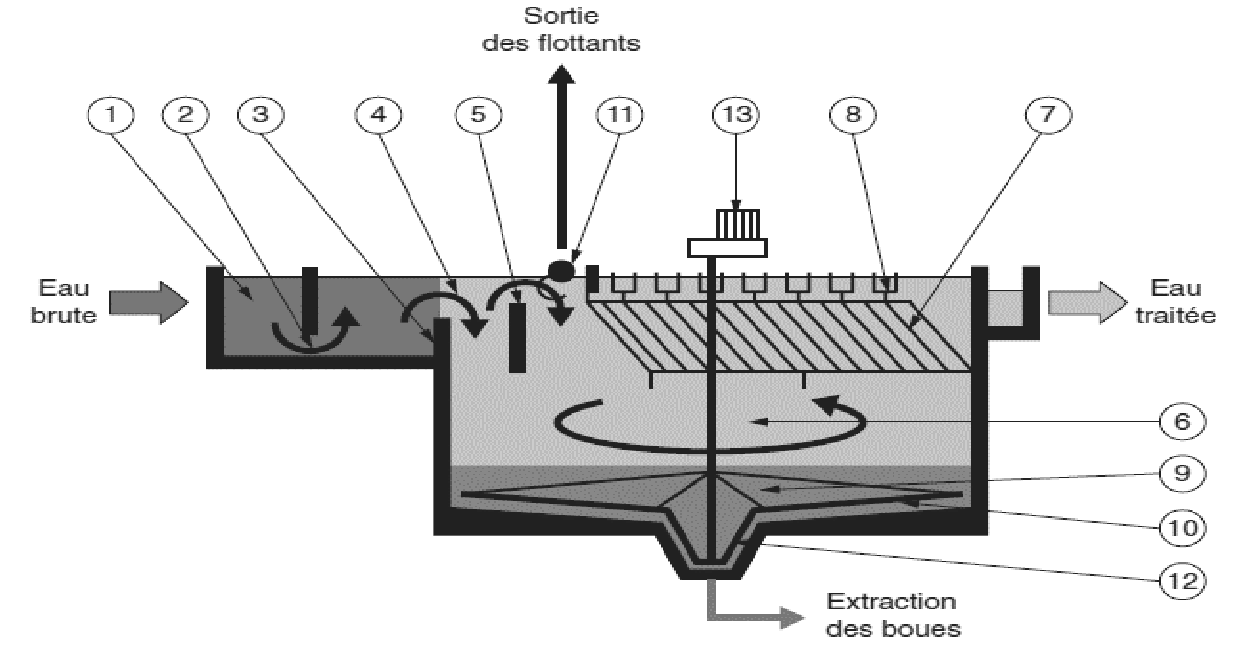


Figure 12 : Débourbeur lamellaire

(Illustration et légende fournies par © SUEZ environnement)

Un bassin de débourbage est déterminé par sa Longueur L, sa Largeur W, sa Hauteur H, le nombre de lamelles N_l et l'espacement entre lamelles

Pour le calcul, On fixe les éléments suivants :

- ✓ Temps de rétention : T_r (h)
- ✓ Vitesse ascensionnelle : U ($m^3/h.m^2$)
- ✓ Le rapport longueur / Largeur : $R = L/W$
- ✓ Espacement entre les lamelles : e (m)
- ✓ Inclinaison des lamelles : θ (degré)
- ✓ Largeur d'une lamelle : L_{lam} (m)

Etant donné le débit de conception Q on a :

- ✓ Volume de débourbage : $V = Q \times T_r$ (m^3)
- ✓ Surface nécessaire au débourbage : $S_d = \frac{Q*3600}{U}$ (m^2)
- ✓ Hauteur de débourbage : $H = U \times T_r$ (m)
- ✓ Nombre de lamelles $N = \frac{R \times S_d}{L_{lam} \times e \times \cos(\theta)}$

- ✓ Longueur du débourbeur : $L = N \times e$ (m)
- ✓ Largeur totale de débourbage : $W = \frac{L}{R}$ (m)

Après le calcul, On doit vérifier les contraintes suivantes :

- ✓ 1≤ T_r ≤2 h pour un taux de MES de 2 à 10 g/l ou $T_r \geq 2$ h pour un taux de MES comprises entre 10 et 50 g/l)
- ✓ 2≤ U ≤ 6 $m^3/h/m^2$
- ✓ (R=L/W) ≤ 6

3.5.3.2 Zone d'entrée

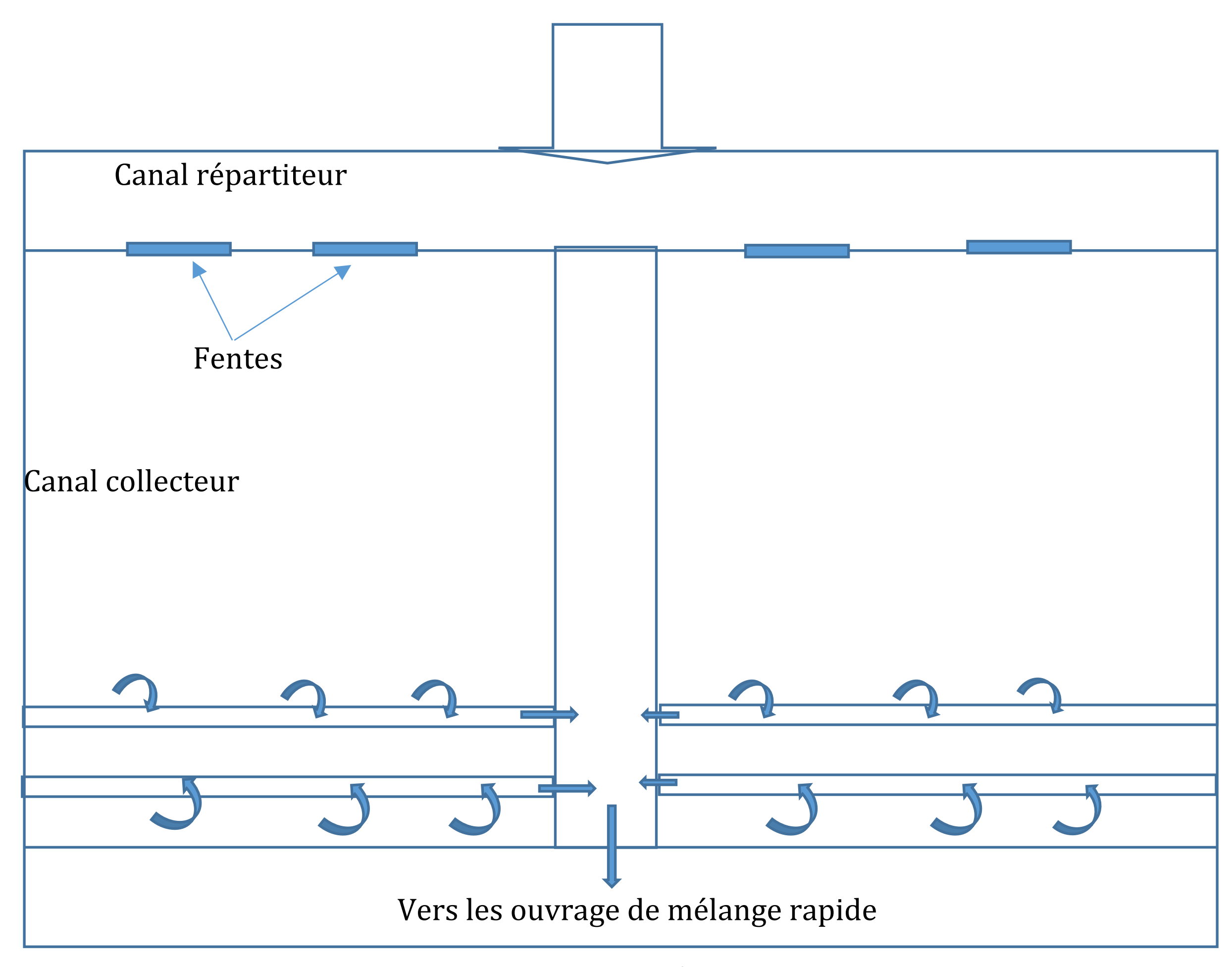


Figure 13 : Canal répartiteur

Le canal répartiteur a pour rôle de répartir le débit d'eau brute entrant sur toute la largeur de débourbeur dans le but d'optimiser le débourbage

- **Dimensionnement du canal**

Pour le calcul, On fixe les éléments suivants :

- ✓ Vitesse dans le canal : V (m/s)
- ✓ Pente de canal : I (m/m)
- ✓ Largeur du canal : L (m)
- ✓ Section d'une fente : S_f (cm^2)
- ✓ Vitesse dans les fentes : V_f (m/s)

Connaissant le débit total Q et le débit par débourbeur Qd, on calcule :

- ➢ H la hauteur du canal avec la formule de Manning Strickler $\boldsymbol{V = ks \times R_h^{2/3} \times I^{1/2}}$ donc : $H = \frac{1}{\left[\frac{1}{\frac{V}{Ks*\sqrt{I}}}\right]^{3/2} - \frac{2}{L}}$

Avec:

- ✓ V : Vitesse d'écoulement dans le canal (m/s)
- ✓ Ks : constante de rugosité des parois, (voir le tableau 2 page 31)
- ✓ $Rh = \frac{L*H}{2.H+L}$: Rayon hydraulique (m);
- ✓ I : pente de canal (m/m)
- ✓ H : Hauteur de l'eau dans le canal

- ➢ Nombre de fentes par débourbeur : Nf

$$Stotf = \frac{Qd}{V_f} * 10^4$$

$$Nf = \frac{Stotf}{Sf}$$

Avec

- ✓ $Stotf$: Surface totale des fentes (cm^2)
- ✓ Qd : débit par débourbeur (m^3/s)
- ✓ Nf : Nombre de fentes par débourbeur
- ✓ Sf : Surface : d'une fente (cm^2)
- ✓ Vf : Vitesse au niveau des fentes (m/s)

3.5.3.3 Zone de sortie

L'eau débourbée est collectée dans des goulottes conçues sur la bases de paramètres suivants :

- ✓ On fixe le taux de déversement $\boldsymbol{T_{dever}}$ ($m^3/h/m$)
- ✓ La longueur unitaire d'un déversoir est :$L_{dév,un}$ (m)
- ✓ Largeur d'une goulotte : *Lg (m)*

Connaissant le débit par décanteur $Qd(L/s)$, on calcul :

- ✓ La longueur de déversement est : $L_{dév} = \frac{Q_d}{T_{dév}}$ (m)
- ✓ Le nombre de déversoirs nécessaires est alors $N_{dév} = \frac{Ldev}{Ldev,un}$,
- ✓ Longueur unitaire de déversement = largeur du débourbeur
- ✓ Nombre de goulottes $N = \frac{Ndev}{2}$ comportant 2 déversoirs chacune.
- ✓ Vérification de taux de déversement $T_{dever} = \frac{Qd}{Ledv,corrigé}$ (m³/h/m)
- ✓ Hauteur de l'eau dans la goulotte : $Hg = \left[\frac{Q^2}{gL_g^2}\right]^{1/3}$

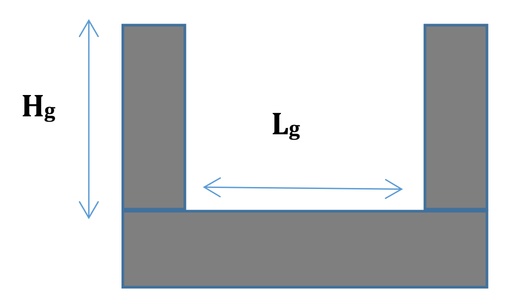


Figure 14 : Section transversale de la goulotte

- ✓ Lame versante :

Les goulottes sont alimentées par un déversoir, dont la lame d'eau est définie par la formule suivante :

$$h=\left(\frac{Q}{\mu.L.\sqrt{2g}}\right)^{2/3}$$

Avec :

- ✓ Q_d : débit de l'eau décantée par débourbeur
- ✓ μ : coefficient de débit ;
- ✓ L_{dev} : longueur de déversement ;
- ✓ g : accélération de la pesanteur ; g=9,81 m/s²

3.5.3.4 Estimation de la quantité de boues produites :

La quantité de boues produites au sein de chaque débourbeur est estimée sur la base des données suivantes :

- ✓ Débit d'eau brute par débourbeur : Q_d (l/s)
- ✓ Taux de MES dans l'eau brute : T_{mes} (g/l)
- ✓ Taux de dosage du sulfate d'alumine : SA (mg/l)

- Coefficient de précipitation du sulfate d'alumine : k=0,27
- Taux de MES dans les boues extraites : C_b (g/l)

Le débit massique journalier de boues produites dans le débourbeur est donné par :

$$P = Q_b \times 86{,}4 \times \frac{1000.T_{mes}+k.SA}{1000} \quad \text{(kg/j)}$$

Le débit journalier de boues produites dans le débourbeur est donné par la formule :

$$Q_p = \frac{P}{C_b} \; (\text{m}^3/\text{j})$$

3.5.3.5 Extraction des boues produites :

Le cycle de purges consistera à effectuer Np purges par jour, dont la durée et de Tp en (min/purge).

Le volume de boues extraites lors d'une purge est : $V_{up} = \frac{Q_p}{Np}\ (m^3)$

Le débit de la purge est donc :

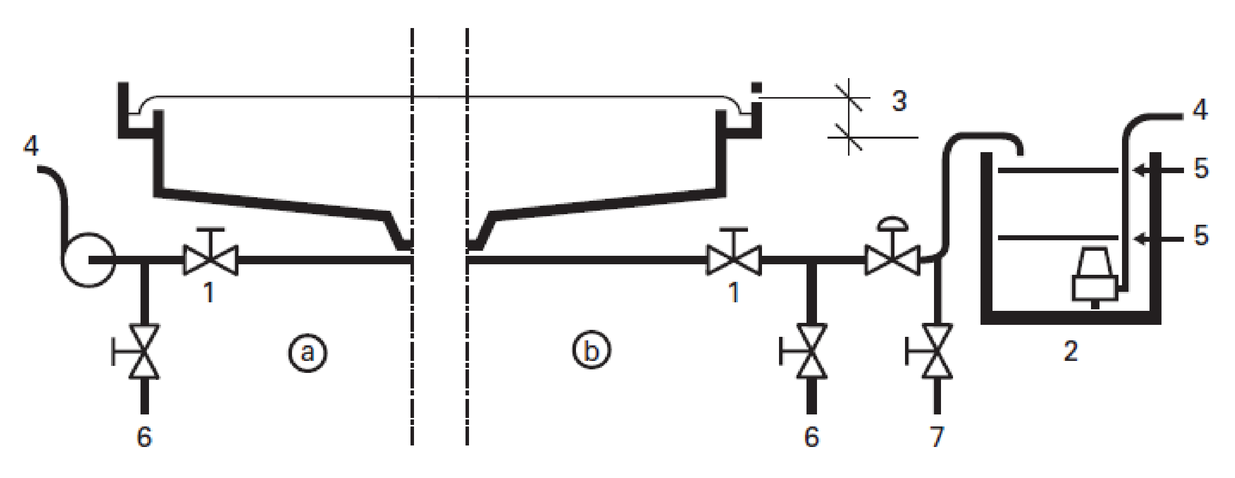
$$Q_{purge} = \frac{1000 \times V_{up}}{T_p \times 60} \; (l/s)$$

L'évacuation des boues sera assurée par des conduites à écoulement en charge

Le diamètre de la conduite est donnée par : $D = \sqrt{\frac{4*Qd}{\pi*V}}$

Avec :

- Qd : Débit par débourbeur (m^3/s)
- V : vitesse dans la conduite (V doit être entre 1 et 2 m/s)



1. Vanne d'isolement
2. Fosse intermédiaire
3. Charge nécessaire sur la tyauterie d'extraction
4. Départ des boues extraites
5. Détecteur de niveau
6. Fluide de décolmatage
7. Vidange des tuyauteries verticales

<u>Figure 15 : Dispositif d'évacuation des boues, cas d'une reprise directe (a), avec fosse de stockage intermédiaire (b)</u>

(Illustration et légende fournies par © SUEZ environnement)

3.6 Mélangeur rapide (Coagulation) :

3.6.1 Principe :

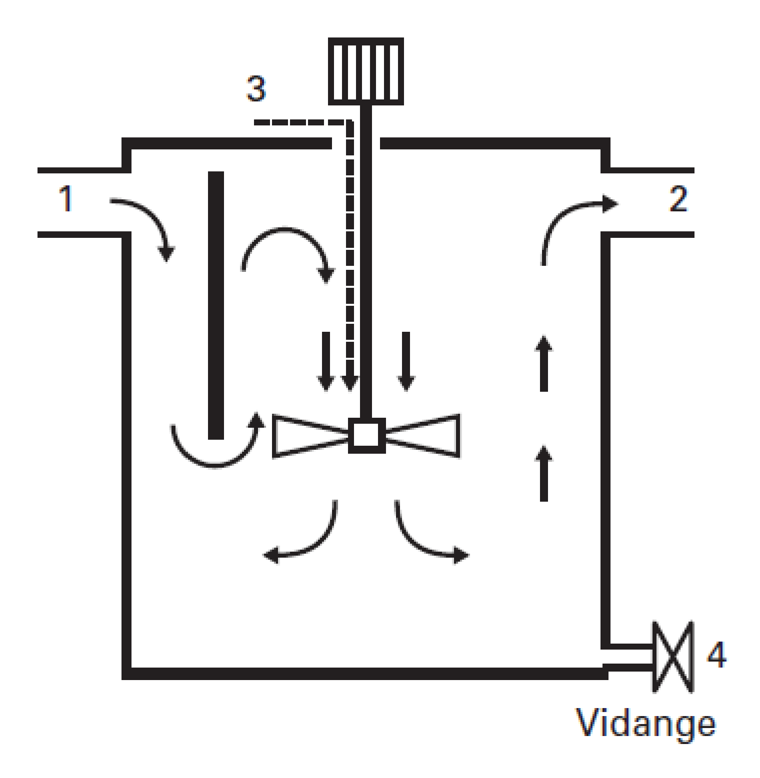


Figure 16 : Mélangeur rapide

(Illustration et légende fournies par © SUEZ environnement)

Les procédés de coagulation et de floculation facilitent l'élimination des MES et des colloïdes en les rassemblant sous forme de floc dont la séparation est ensuite effectuée par des systèmes de décantation et filtration.

Ils constituent les traitements de base appliqués pour corriger tout ou partie des défauts de l'eau liés aux fractions particulaires inertes (argiles, colloïdes) ou vivantes (micro-algues, planctoniques, bactéries). Ils assurent aussi l'élimination de la fraction floculable des matières organiques (macromolécule), de certains métaux lourds, plus généralement de la fraction des micropolluants associée à ces MES et macromolécules colloïdales.

Les colloïdes sont des particules qui ne décantent pas naturellement, en raison de leur grande surface **spécifique** et de leur très faible densité.

Diamètre de particule		Type de particule	Temps de décantation pour 1 m d'eau	Surface spécifique $m^{-2} \cdot m^{-3}$	
mm	µm				
10	10^4	Gravier	1 seconde	$6 \cdot 10^2$	MES décantables
1	10^3	Sable	10 secondes	$6 \cdot 10^3$	
10^{-1}	10^2	Sable fin	2 minutes	$6 \cdot 10^4$	
10^{-2}	10	Limon	2 heures	$6 \cdot 10^5$	
10^{-2}	10	Kyste de protozoaire	20 heures	$6 \cdot 10^5$	Colloïdes
10^{-3}	1	Argile	2 jours	$6 \cdot 10^6$	
10^{-3}	1	Bactérie	8 jours	$6 \cdot 10^6$	
10^{-4}	10^{-1}	Colloïde	2 ans	$6 \cdot 10^7$	
10^{-5}	10^{-2}	Colloïde	20 ans	$6 \cdot 10^8$	

Tableau 3 : Temps de décantation de différentes particules d'après la loi de STOKES

(Fourni par © SUEZ environnement)

Les colloïdes sont soumises à des forces d'attraction (de Van-der-Waal) et à des forces de répulsion électrostatique. Elles sont généralement chargées négativement.

Afin de neutraliser cette charge des ions positifs présents dans l'eau brute ou ajoutés par le biais du coagulant viennent se coller aux colloïdes chargées négativement et former un nuage autour de la colloïde, on parle alors de double couche.

Il y a coagulation lorsque les forces ont été équilibrées de façon à annuler le potentiel zêta. Ainsi les coagulants sont le plus souvent des sels de métal trivalent (fer, aluminium) qui apportent beaucoup d'ions positifs (cations). C'est la coagulation par adsorption.

3.6.2 Dimensionnement du bassin du mélangeur rapide :

3.6.2.1 Le temps de rétention :

Le dimensionnement du coagulateur est basé sur les débits max et min calculés dans la partie de l'estimation des besoins en eau :

- ✓ Q_{max} (correspond à la dernière année horizon)
- ✓ Q_{min} (correspond à la première année horizon)
- ✓ Le temps de séjour pour un coagulateur Tr(s) : **10s < Tr < 60s**

Par la suite on calcule le volume maximal (à la dernière année horizon) du coagulateur comme suit :

$$V_f = T_r \times Q_{max}$$

On calcule par la suite le temps de séjour suivant Q_{max} et Q_{min} :

$$\begin{cases} T_{r,max} = \dfrac{V_f}{Q_{min}} \\ T_{r,min} = \dfrac{V_f}{Q_{max}} \end{cases}$$

La condition que l'on cherche à vérifier est alors que Tr reste dans l'intervalle :

$$\begin{cases} 10 \leq T_{r,max}(s) \leq 60 \\ 10 \leq T_{r,\min}(s) \leq 60 \end{cases}$$

3.6.2.2 Les dimensions du bassin de mélange rapide :

Après calcule du volume maximal du coagulateur, on se fixe une hauteur pour le bassin généralement : 1.5m < H < 2.5m

Ensuite on procède à la détermination de la largeur et longueur du bassin, en se fixant un rapport largeur/Longueur par exemple :

- ✓ L/l = 1.5
- ✓ Largeur : l(m)
- ✓ Longueur : L(m)

3.6.2.3 Conception de l'agitation rapide :

La coagulation est caractérisée par une grandeur essentielle caractérisant la vitesse d'agitation ou gradient de vitesse : $G(s^{-1})$.

$$\mathbf{100 \leq G(s^{-1}) \leq 1000}$$

3.6.2.4 La puissance du moteur :

La puissance du moteur est calculée par la formule :

$$\boldsymbol{P_m = G^2 \times V \times \mu}$$

Avec :

- ✓ G : le gradient des vitesses (s^{-1}) ;
- ✓ P : la puissance nécessaire fournie par le moteur (W) ;
- ✓ V : volume du bassin (m^3) ;
- ✓ μ : viscosité dynamique ; μ (20°C)=1.0087*10^{-3} Ns/m^2.

Avec un rendement : η(%), on calcul la puissance consommée :

$$P = \frac{P_m}{\eta}$$

3.6.2.5 Dimensionnement des palettes :

Le dimensionnement des palettes repose sur certains paramètres à savoir :

- ✓ Gradient de vitesse : **G(s-1)**
- ✓ Nombre de palette : **Np**
- ✓ Rayon : **ro**
- ✓ Rendement moteur : $\boldsymbol{\eta}$(%)

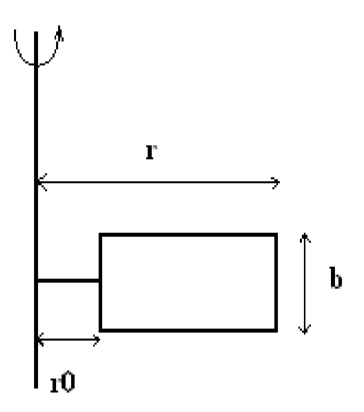


Figure 17 : géométrie d'une palette

Tout d'abord on sait que la surface totale des palettes est :
$\mathbf{S_t = Np \times b \times (r - ro)}$

La surface totale balayée par le mouvement des palettes est donnée par :

$$\mathbf{S_b = \pi \times (r^2 - ro^2)}$$

D'après CHARLES COX on a :

$$0{,}1 \leq \frac{S_t}{S_b} \leq 0{,}25$$

D'où :

$$\frac{\pi}{10 * Np} \leq \frac{b}{r + ro} \leq \frac{\pi}{4 * Np}$$

On se fixe alors une valeur du rapport $\frac{b}{r+ro}$ puis on détermine la largeur b(m) en fixant la valeur de r(m) ou inversement.

A l'aide de la formule de ***FAIR & GEYER*** on détermine la vitesse de rotation :

$$\mathbf{P = 1{,}44.10^{-4}.C_D.\frac{\rho}{g} \times [(1 - K).n]^3.b.Np.(r^4 - r_0^4)}$$

Avec :

- ✓ $C_D = 1.8$ Pour des palettes plates ;
- ✓ $\rho = 1000 kg/m^3$ Masse volumique de l'eau ;
- ✓ K = 0,25 Coefficient de glissement des palettes ;
- ✓ Np : nombre de palettes ;
- ✓ n : nombre de tours par minute.

3.6.2.6 Vérification de la turbulence :

La turbulence est vérifiée à partir du nombre de Reynolds

$$\mathbf{R_e = \frac{V.D}{\vartheta}}$$

Avec :

- ✓ $V = 2 \times \pi \times r \times \frac{n}{60}$
- ✓ $D = 2 \times r$
- ✓ La viscosité cinématique : $\vartheta = 1{,}0087.10^{-6}$

3.6.3 Vérification de la vitesse à l'extrémité des palettes :

La vitesse à la limite de la palette V_{ext} doit vérifier :

$$V_{ext}(m/s) < 5m/s$$

3.7 Floculation :

3.7.1 Principe :

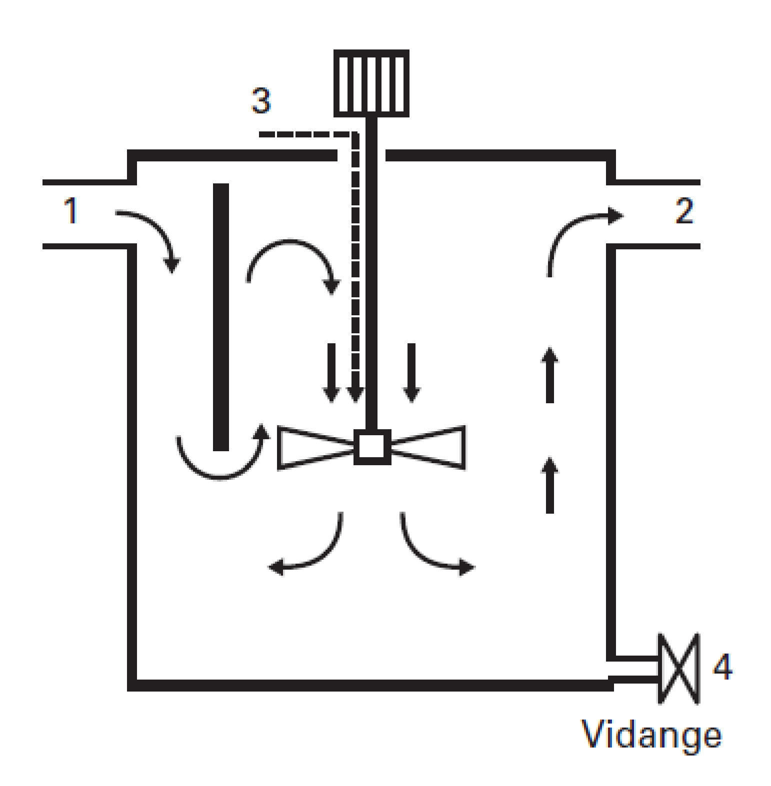


Figure 18 : Floculateur

(Illustration et légende fournies par © SUEZ environnement)

La floculation est effectuée dans des enceintes, munies de systèmes d'agitation, appelées floculateurs. Suivant les applications ou les fluides à traiter, le système d'agitation, le volume du réacteur et l'énergie dissipée sont différents.

Recevant des eaux préalablement coagulées, le floculateur est caractérisé par son gradient de vitesse G(s-1), son temps de rétention Tr(min) et les vitesses locales extrêmes des mobiles et des fluides, vitesses qui ne doivent pas créer sur les flocs des forces de cisaillement susceptibles de les disperser de nouveau ou les briser.

La cuve, le système d'agitation et les équipements annexes sont conçus pour que l'ensemble des paramètres géométriques permette :

- ✓ Eviter les zones mortes (zone de dépôt dans le fond) ;
- ✓ de dissiper au mieux l'énergie dans l'ensemble du volume ;
- ✓ de limiter au maximum le court-circuit entre l'entrée et la sortie du fluide.

Enfin, une fois formé, il importe de ne pas briser le floc lors de son transfert du floculateur à la zone de décantation. On s'intéresse à un seul type de floculateurs :

- ✓ les floculateurs avec un organe mobile d'agitation (floculateurs agités) ;

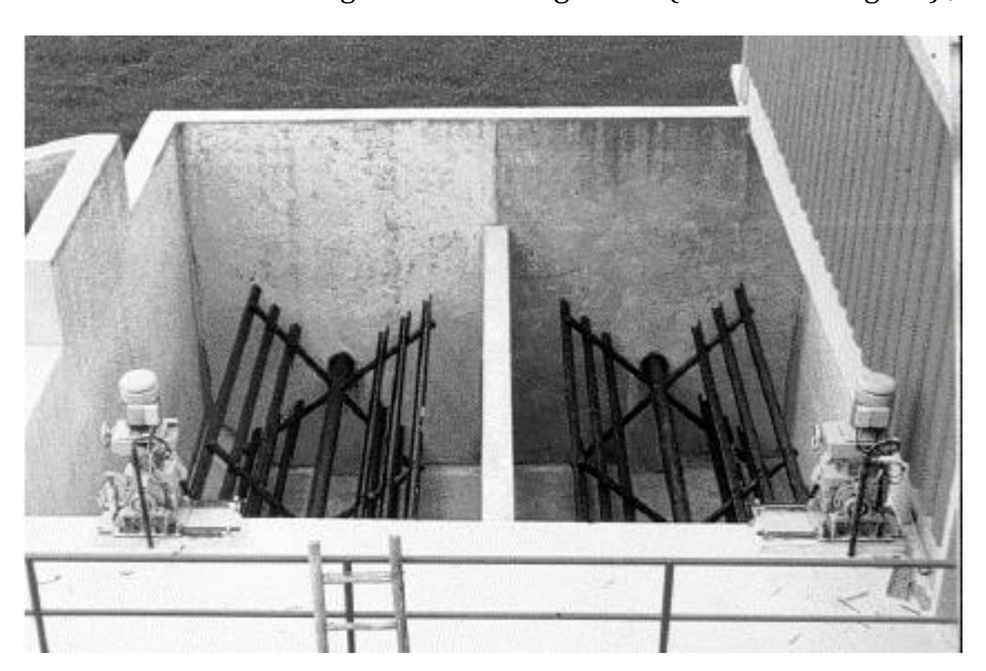


Figure 19 : Floculateur à barrières (agité)

(fourni par © SUEZ environnement)

Le volume de la cuve de floculation doit permettre d'assurer le temps de floculation déterminé à la suite d'essais en laboratoire. Les systèmes d'agitation utilisés sont constitués par un ensemble de palettes fixées sur un arbre tournant vertical ou horizontal. Il est souhaitable que le gradient de vitesse G(s-1) soit compris entre 10 et $100s^{-1}$.

3.7.2 Dimensionnement du bassin de floculation :

3.7.2.1 Le temps de rétention :

Le dimensionnement du floculateur est basé sur les critères suivants :

- ✓ Temps de rétention : **20 min < Tr < 60 min**
- ✓ Gradient de vitesse : 10 s^{-1} < G(s-1) < 100 s^{-1}
- ✓ La vitesse de mélange est généralement : V_e=0.3m/s
- ✓ On calcule le volume total des floculateurs :

$$\boldsymbol{V_{floc}(m^3) = Q_{max} \times T_r}$$

- ✓ On se fixe un nombre Nf de floculateurs identiques
- ✓ On fixe une hauteur d'eau dans le floculateur $H(m)$ avec une hauteur effective d'eau : $H_e = H - 0{,}2m$
- ✓ La surface du floculateur est : $\boldsymbol{S_f = V_{floc}/H}$
- ✓ On se fixe alors un rapport Longueur/largeur pour déduire : L(m) et l(m)

Par la suite on calcule le volume unitaire d'un floculateur :

$$\boldsymbol{V_{floc,uni}(m^3) = \frac{V_{floc}}{Nf}}$$

Après tout calcul on établit l'agencement des floculateurs et on vérifie que le temps de rétention reste dans l'intervalle **20 min < Tr < 60 min** et que la vitesse reste près de 0,3m/s.

3.7.3 Les dimensions géométriques du floculateur :

On commence d'abord par fixer les éléments caractérisant un floculateur : La valeur optimal de G pour un floculateur est compris entre 10 et 100 s^{-1}.

Après calcule du volume maximal du floculateur, on se fixe une hauteur pour le bassin généralement : 1.5m < H < 2.5m

Ensuite on procède à la détermination de la largeur et longueur du bassin, en se fixant un rapport largeur/Longueur par exemple :

- ✓ L/l = r = 1.5
- ✓ Largeur : l(m)
- ✓ Longueur : L(m)

$$\boldsymbol{L\,(m) = \sqrt{\left(\frac{V_{floc,uni}}{H}\right) * r}}$$

$$\boldsymbol{l\,(m) = \sqrt{\left(\frac{V_{floc,uni}}{H}\right) * \frac{1}{r}}}$$

3.7.3.1 Conception de l'agitateur :

La floculation est caractérisée par une grandeur essentielle caractérisant la vitesse d'agitation ou gradient de vitesse : $G(s^{-1})$.

$$\mathbf{10 \leq G(s^{-1}) \leq 100}$$

3.7.3.2 La puissance du moteur :

La puissance du moteur est calculée par la formule :

$$\boldsymbol{P_m = G^2 \times V \times \mu}$$

Avec :

- ✓ G : le gradient des vitesses (s-1) ;
- ✓ P : la puissance nécessaire fournie par le moteur (W) ;
- ✓ V : volume du bassin (m3) ;
- ✓ µ : viscosité dynamique ; µ (20°C)=$1.0087*10^{-3}$ Ns/m^2.

Avec un rendement : η(%), on calcul la puissance consommée :

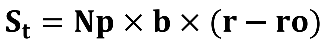
$$P = \frac{P_m}{\eta}$$

3.7.3.3 Dimensionnement des palettes :

Le dimensionnement des palettes repose sur certains paramètres à savoir :

- ✓ Gradient de vitesse : **G(s-1)**
- ✓ Nombre de palette : **Np**
- ✓ Rayon : **ro**
- ✓ Rendement moteur : $\boldsymbol{\eta}$(%)

Tout d'abord on sait que la surface totale des palettes est :



$$\mathbf{S_t = Np \times b \times (r - ro)}$$

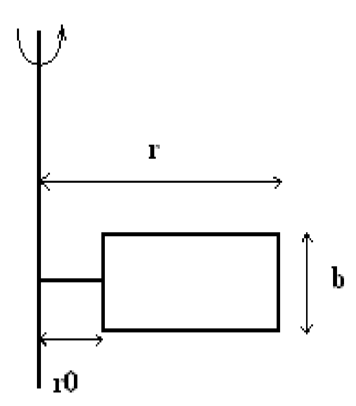


Figure 20 : géométrie d'une palette

La surface totale balayée par le mouvement des palettes est donnée par :

$$\mathbf{S_b = \pi \times (r^2 - ro^2)}$$

D'après CHARLES COX on a :

$$0{,}1 \leq \frac{S_t}{S_b} \leq 0{,}25$$

D'où :

$$\frac{\pi}{10 * Np} \leq \frac{b}{r + ro} \leq \frac{\pi}{4 * Np}$$

On se fixe alors une valeur pour du rapport $\frac{b}{r+ro}$ puis on détermine la largeur b(m) en fixant la valeur de r(m) ou inversement.

A l'aide de la formule de ***FAIR & GEYER*** on détermine la vitesse de rotation :

$$\mathbf{P = 1,44.10^{-4}.C_D.\frac{\rho}{g} \times [(1-K).n]^3.b.Np.(r^4 - r_0^4)}$$

Avec :

- ✓ $C_D = 1.8$ pour des palettes plates ;
- ✓ $\rho = 1000 kg/m^3$ Masse volumique de l'eau ;
- ✓ K = 0,25 Coefficient de glissement des palettes ;
- ✓ Np : nombre de palettes ;
- ✓ n : nombre de tour par minute.

3.7.3.4 Vérification de la vitesse à l'extrémité des palettes :

La vitesse à la limite de la palette V_{ext} doit vérifier :

$$V_{ext}(m/s) < 1m/s$$

Le tableau suivant présente les critères de conception des installations de coagulation floculation recommandés :

Procédé	Critère de conception	Valeurs
coagulation	temps de rétention	1min - 2min
	gradient de vitesse	500 - 1000 s-1
floculation	temps de rétention	De l'ordre de 30 min
	gradient de vitesse	25 – 100 s-1
	vitesse d'écoulement	Vitesse de transfert vers les décanteurs d'environ 0,3 m/s
	vitesse maximale d'extrémité de la pale inférieure	0,1 – 1 m/s

Tableau 4 : Les critères de conception des installations de coagulation, floculation

3.8 Décantation

La décantation est la méthode la plus fréquente de séparation des **MES** et des colloïdes, mais ces derniers devront être préalablement rassemblés sous forme de floc après les étapes de coagulation-floculation

3.8.1 Décantation statique

L'usage a consacré le terme « statique » pour désigner les décanteurs qui ne sont ni à recirculation de boues, ni à lit de boues, bien que, dans ces appareils, la décantation s'effectue en fait selon un processus continu et non par bâchées, selon le débit à traiter, la quantité et la nature des MES de l'eau brute, le volume des dépôts à évacuer et la pente du fond de l'ouvrage, le décanteur peut être équipé ou non d'un système de raclage des boues.

Sur un plan général, la décantation statique est appliquée dans le domaine des eaux de surface:

- ✓ Sur les eaux très chargées, en premier stade de décantation (débourbage) avant la décantation princi-pale à contact de boue, de préférence après coagulation à fort gradient de vitesse par un polymère catio-nique (quand ces produits sont autorisés) ou anionique suivant la charge en MES de l'eau brute (voir la clarification) et en choisissant des appareils de type raclé ;
- ✓ Pour les petites stations rustiques des pays en voie d'industrialisation, en décantation principale après coagulation et floculation, lorsque le terrain et le GC sont bon marché et que les équipements utilisés dans d'autres types de décanteurs coûtent trop cher ;

3.8.2 Décantation dynamique (à contact de boues)

Ce type de décantation applique simultanément les principes de la floculation avec contact de boue et de la décantation en piston des particules floculées. L'eau à traiter, préalablement coagulée, est mise en contact avec les boues préexistantes : l'augmentation très importante de la possibilité de rencontre entre les colloïdes de l'eau et les flocs du lit de boue se traduit par une augmentation spectaculaire des vitesses de floculation et de décantation, d'où le nom de décanteurs accélérés souvent donné aussi aux appareils correspondants. Ce sont des floculateurs-décanteurs puisque la zone de floculation est une partie intégrante et optimisée de l'appareil.

Il est important de souligner que ces décanteurs comportent une zone de concentration de boues isolée (au-dessous ou sur le côté) de la zone de décantation proprement dite

Ces principes peuvent être mis en œuvre suivant deux configurations :

3.8.2.1 Décantation à recirculation de boue

Les boues décantées et éventuellement raclées sont réintroduites dans l'eau à traiter de manière à assurer un mélange aussi intime que possible.

Ce recyclage peut être :

- ✓ Soit externe : reprise des boues en cours d'épaississement par un pompage étudié pour ne pas détruire le floc et réintroduction des boues recyclées à l'entrée du réacteur de floculation ;
- ✓ Soit le plus souvent interne (figure 21) ; le retour des boues dans la zone de floculation est provoqué par le même dispositif (hélice, turbine, hydroéjecteur…) que celui qui assure la turbulence nécessaire à la flo-culation (voir exemples dans les floculateurs - décanteurs - flottateurs : Accelator, Circulator, Turbocirculator).

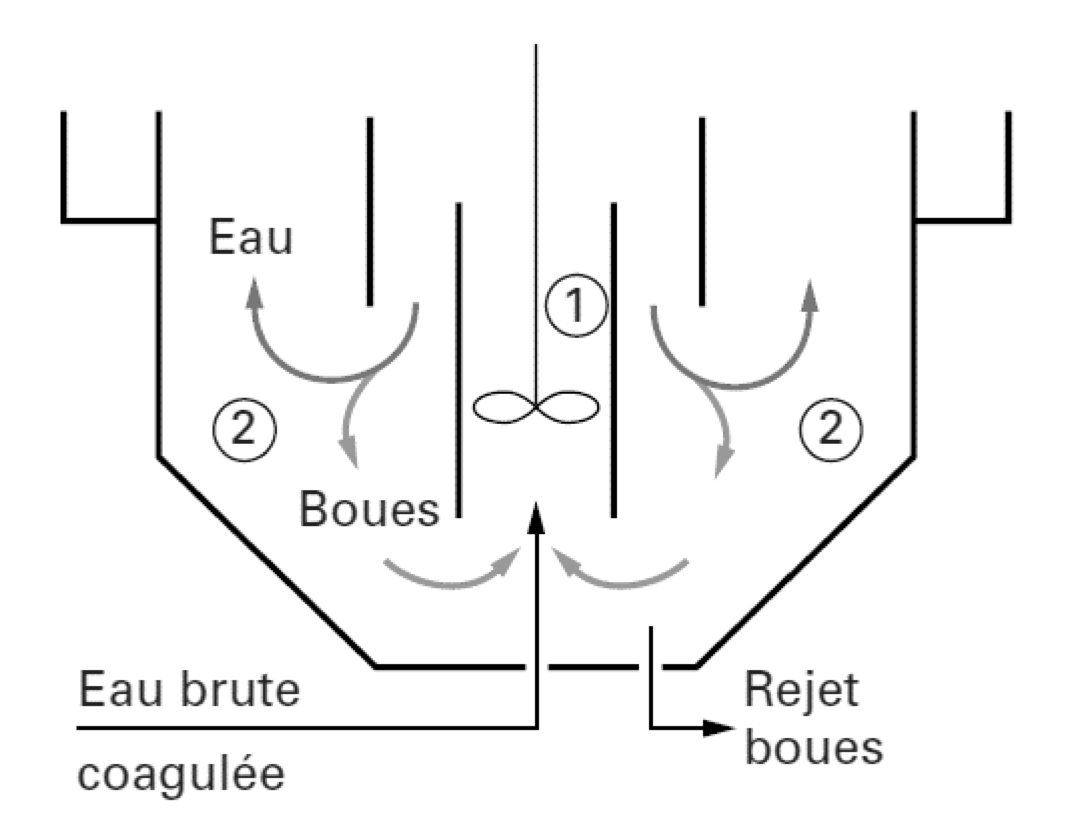


Figure 21 : Principe de base d'un décanteur à recirculation interne des boues

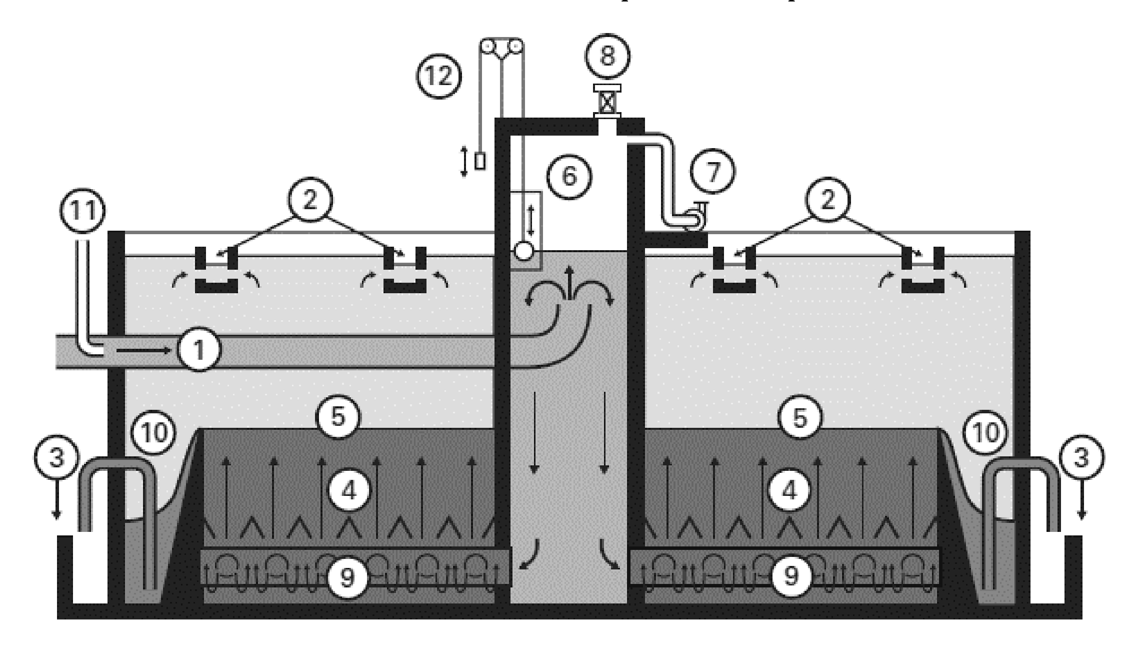
(Illustration et légende fournies par © SUEZ environnement)

3.8.2.2 Décantation à lit de boues

Dans les appareils fonctionnant suivant ce principe, la floculation et la décantation sont parfaitement inté-grées : le lit de boue étant la zone de floculation et la zone de décantation principale. L'eau, préalablement coagulée, traverse suivant un flux vertical ascendant les matières floculées en cours de décantation (zone 2 de la figure 22).

Certains appareils de ce type sont constitués d'une juxtaposition de cellules pyramidales inversées, dans le fond desquelles un tuyau introduit l'eau à décanter ; l'hydraulique de ces systèmes ne leur permet pas de fonctionner à une vitesse ascensionnelle (calculée sur la surface totale au sol) très différente de celle des décanteurs statiques.

Au contraire, si l'on distribue uniformément l'eau coagulée sur toute la surface du fond d'un appareil à radier plat, les filets liquides seront parfaitement verticaux et correspondront à des vitesses ascensionnelles identiques en tout point du lit de boues.



1 - Arrivée d'eau brute.
2 - Sortie d'eau décantée.
3 - Extraction des boues.
4 - Tranquillisateurs.
5 - Niveau supérieur du lit de boues.
6 - Cloche à vide
7 - Pompe à vide ou ventilateur.
8 - Vanne automatique casse-vide.
9 - Tuyaux perforés de répartition d'eau brute.
10 - Concentrateurs de boues.
11 - Introduction des réactifs.
12 - Interrupteur à flotteur.

Figure 22 : Décanteur pulsator à lit de boues

(Illustration et légende fournies par © SUEZ environnement)

3.8.2.3 Combinaison avec la décantation lamellaire

Dans un décanteur à contact de boues (recirculation ou lit de boue) l'utilisation de modules lamellaires dans la zone supérieure d'eau claire permet :

- ✓ À vitesse ascensionnelle égale, d'améliorer la qualité de l'eau décantée en arrêtant le floc résiduel qui tenterait de s'échapper du lit de boue ;
- ✓ À qualité d'eau égale, d'augmenter le débit traité par appareil (ex. : Pulsatube figure 23).

De même, si l'on introduit des plaques inclinées dans un lit de boues maintenues en suspension, on cons-tate une accélération de la décantation au sein de celui-ci : les boues se déposent sur les faces supérieures des plaques et glissent vers le bas sans être freinées par le flux ascensionnel de l'eau, laquelle passe préfé-rentiellement le long des faces inférieures des plaques (figure 24) ; il se crée ainsi de véritables courants de densité, qui permettent une séparation solide-liquide plus rapide.

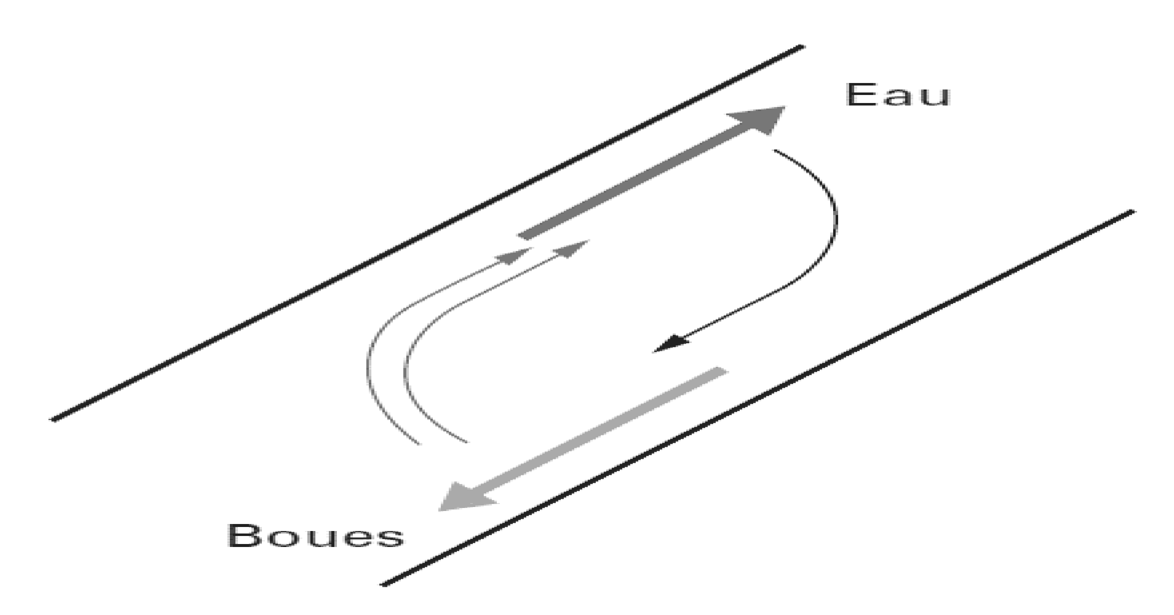
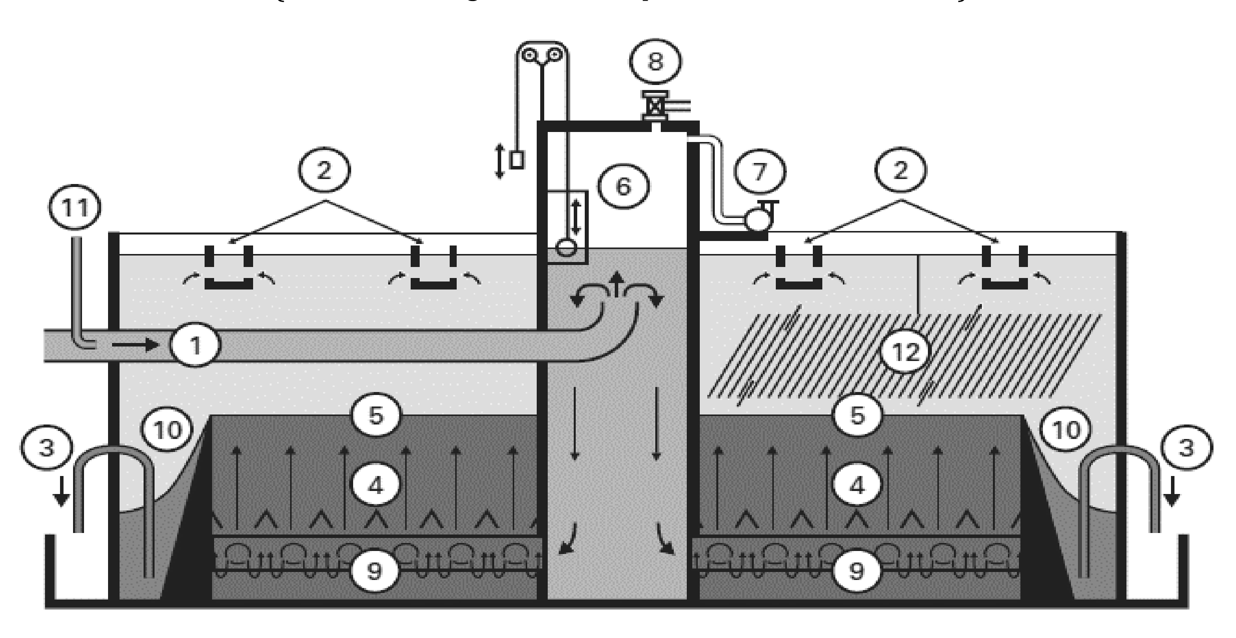


Figure 23 : Séparation des courants dans un élément de décantation lamellaire

(Illustration et légende fournies par © SUEZ environnement)



1 - Arrivée d'eau brute.
2 - Sortie d'eau décantée.
3 - Extraction des boues.
4 - Tranquillisateurs.
5 - Niveau supérieur du lit de boues.
6 - Cloche à vide.
7 - Pompe à vide ou ventilateur.
8 - Vanne automatique casse-vide.
9 - Tuyaux perforés de répartition d'eau brute.
10 - Concentrateur de boues.
11 - Introduction des réactifs.
12 - Modules lamellaires.

Figure 24 : Décanteur pulsatube à lit de boues

(Illustration et légende fournies par © SUEZ environnement)

3.8.3 Méthode de calcul Bassin rectangulaire

3.8.3.1 Géométrie du bassin

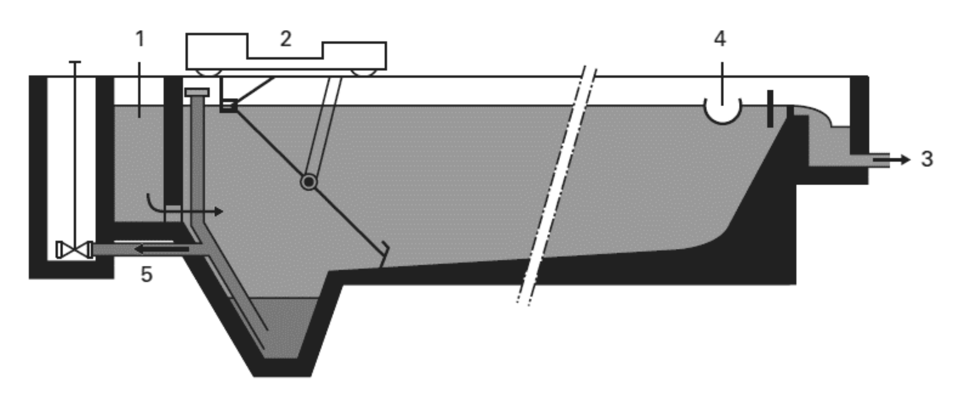


Figure 25 : Décanteur rectangulaire

(Illustration et légende fournies par © SUEZ environnement)

Un bassin de décantation est déterminé par sa Longueur L, sa Largeur W et sa Hauteur H

Pour le calcul, On fixe les éléments suivants :

- ✓ Temps de rétention : T_r (h)
- ✓ Vitesse ascensionnelle : $U\ m^3/h/m^2$
- ✓ Le rapport longueur / Largeur : $R = L/W$

Etant donné le débit de conception Q on a :

- ✓ Volume de décantation : $V = Q \times T_r\ (m^3)$
- ✓ Surface de décantation : $S = \frac{Q \times 3600}{U}\ (m^2)$
- ✓ Hauteur de décantation : $H = U \times T_r$ (m)
- ✓ Longueur de décanteur : $L = \sqrt{R.S}$ (m)
- ✓ Largeur totale de décanteur : $W = \frac{L}{R}$ (m)

Après tout calcul les contraintes suivantes doivent être vérifiées :

- ✓ 1≤ T_r ≤2 h
- ✓ 2≤ U ≤ 6 $m^3/h/m^2$
- ✓ (R=L/W) ≤ 6

3.8.3.2 Zone d'entrée

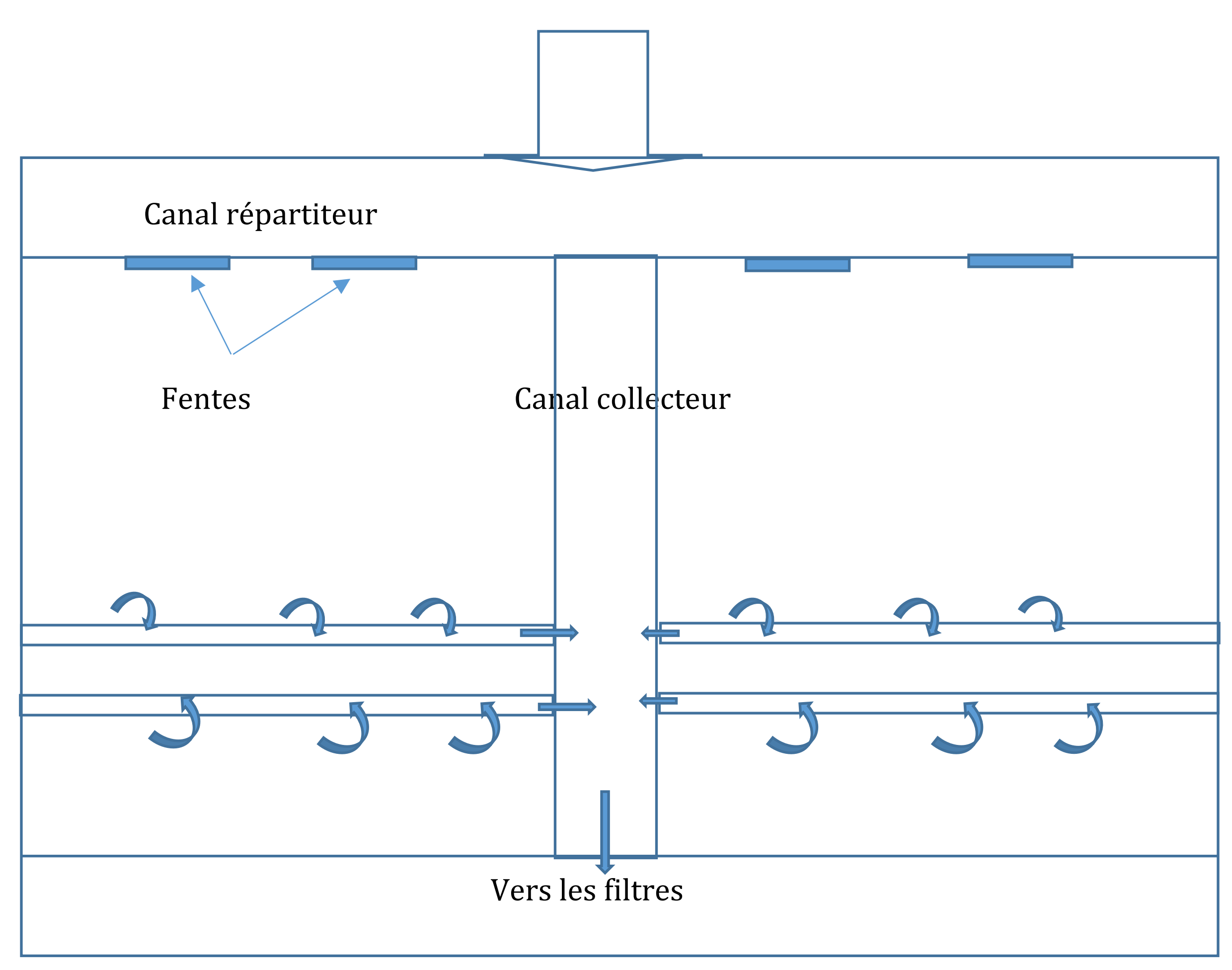


Figure 26 : Canal répartiteur

Le canal répartiteur a pour rôle de répartir le débit d'eau brute entrant sur toute la largeur de décanteur dans le but d'optimiser la décantation

- **Dimensionnement du canal**

Pour le calcul, On fixe les éléments suivants :

- ✓ Vitesse dans le canal : V (m/s)
- ✓ Pente de canal : I (m/m)
- ✓ Largeur du canal : L (m)
- ✓ Section d'une fente : S_f (cm^2)
- ✓ Vitesse dans les fentes : V_f (m/s)

Connaissant le débit total Q et le débit par débourbeur Qd on calcule :

- H la hauteur du canal avec la formule de Manning Strickler $\boldsymbol{V = ks \times R_h^{2/3} \times I^{1/2}}$
  donc : $H = \frac{1}{\left[\frac{\frac{1}{V}}{Ks*\sqrt{I}}\right]^{3/2} - \frac{2}{L}}$

Avec:

- ✓ V : Vitesse d'écoulement dans le canal (m/s)
- ✓ Ks : constante de rugosité des parois, (voir le tableau 2 page 31)
- ✓ $Rh = \frac{L*H}{2.H+L}$: Rayon hydraulique (m);
- ✓ I : pente de canal (m/m)
- ✓ H : Hauteur de l'eau dans le canal

- Nombre de fentes par décanteur : Nf

$$Stotf = \frac{Qd}{V_f} * 10^4$$

$$Nf = \frac{Stotf}{Sf}$$

Avec

- ✓ $Stotf$: Surface totale des fentes (cm^2)
- ✓ Qd : débit par décanteur (m^3/s)
- ✓ Nf : Nombre de fentes par décanteur
- ✓ Sf : Surface : d'une fente (cm^2)
- ✓ Vf : Vitesse à travers les fentes (m/s)

3.8.3.3 Zone de sortie

L'eau décantée est collectée dans des goulottes conçues sur la bases de paramètres suivants :

- ✓ On fixe le taux de déversement $\boldsymbol{T_{dever}}$ $m^3/h/m$
- ✓ La longueur unitaire d'un déversoir est :$L_{dév,un}$ (m)
- ✓ Largeur d'une goulotte : *Lg (m)*

Connaissant le débit par décanteur est : Qd et on calcul

- ✓ La longueur du déversement est : $L_{dév} = \frac{Q_d}{T_{dév}}$ (m)
- ✓ Le nombre de déversoir nécessaires est alors $N_{dév} = \frac{Ldev}{Ldev,un}$,
- ✓ Longueur unitaire de déversement = largeur du décanteur

- ✓ Nombre de goulottes $N = \frac{Ndev}{2}$ comportant 2 déversoirs chacune.
- ✓ Vérification de taux de déversement $T_{dever} = \frac{Qd}{Ledv,corrigé} m^3/h/m^2$
- ✓ Hauteur de l'eau dans la goulotte : $Hg = \left[\frac{Q^2}{gL_g^2}\right]^{1/3}$
- ✓ Lame versante :

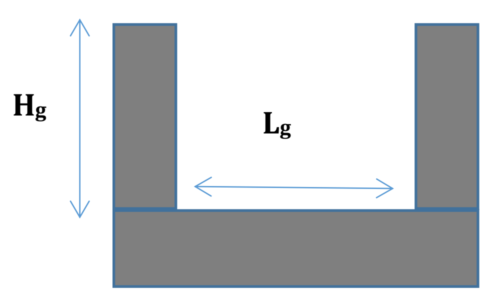


Figure 27 : Section transversale de la goulotte

Les goulottes sont alimentées par un déversoir, dont la lame d'eau est définie par la formule suivante :

$$h=(\frac{Q}{\mu.L.\sqrt{2g}})^{2/3}$$

Avec :

- ✓ Q_d : débit de l'eau décantée par décanteur m^3/s
- ✓ μ : coefficient de débit ;
- ✓ L_{dev} : longueur de déversement ; (m)
- ✓ g : accélération de la pesanteur ; g=9,81 m/s^2

3.8.4 Méthode de calcul Bassin circulaire

3.8.4.1 Géométrie du bassin

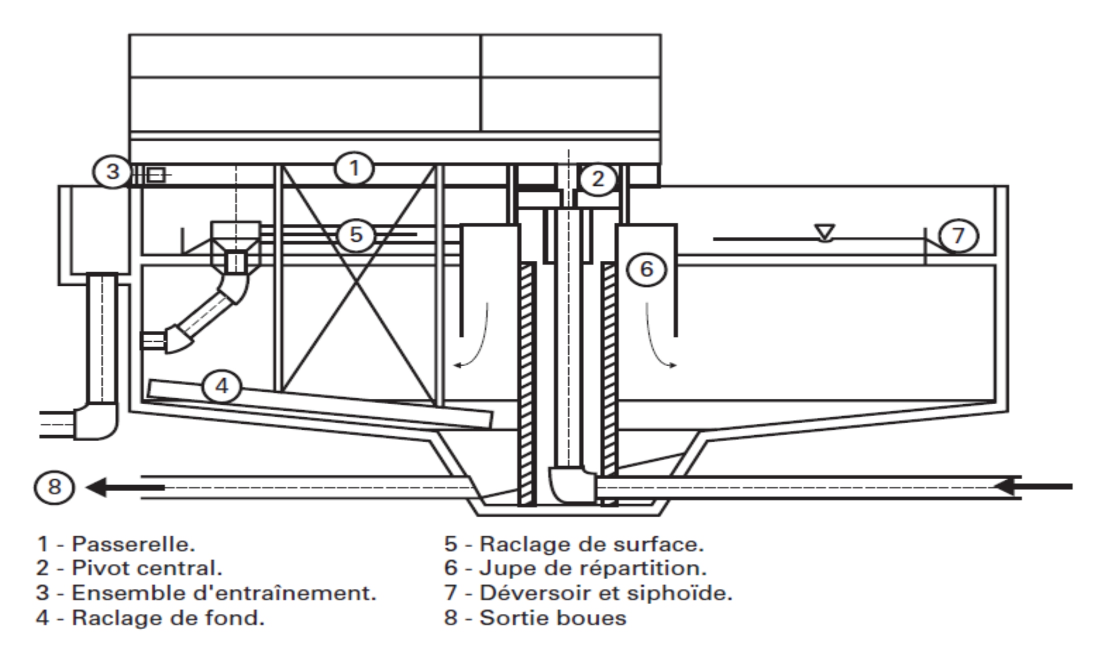


Figure 28 : Décanteur circulaire

(Illustration et légende fournies par © SUEZ environnement)

Un bassin de débourbage est déterminé par son diamètre et sa Hauteur H

Pour le calcul, On fixe les éléments suivants :

- ✓ Temps de rétention : T_r
- ✓ Vitesse ascensionnelle : U
- ✓ Le rapport Diamètre /Hauteur : $\frac{1}{16} < \left(R = \frac{D}{H}\right) < \frac{1}{12}$ Valeurs recommandées pour un Tr = 2h par Schmidt-Bregas
- ✓ d_c: Diamètre de la partie centrale

Etant donné le débit de conception Q on a :

- ✓ Surface de la partie centrale : $S_c = \pi \times (\frac{d_c}{2})^2$
- ✓ Surface de décantation $S_d = \frac{Q}{U}$
- ✓ Surface totale de décantation $S_{tot} = S_d + S_c$
- ✓ Diamètre de Décanteur : $D = \sqrt{\frac{4*Stot}{\pi}}$
- ✓ Volume totale de décantation : $V_t = S_d \times H$
- ✓ Où H = Tr * U ou $H = \frac{D}{R}$

- **Vérifications à faire**
  - ✓ 1≤ T_r ≤2 h
  - ✓ 2≤ U ≤ 6 $(m^3/h/m^2)$
  - ✓ (R=L/W) ≤ 6

3.8.4.2 Zone d'entrée

pour la zone d'entrée il faut prévoir une conduite circulaire à écoulement est en charge, Le diamètre de la conduite est donnée par : $D = \sqrt{\frac{4*Qd}{\pi*V}}$

Avec :

- ✓ Qd : Débit par décanteur (m^3/s)
- ✓ V : vitesse dans la conduite (V doit être entre 1 et 2 m/s)

3.8.4.3 Zone de sortie

L'eau décantée est collectée dans des goulottes conçues sur la bases de paramètres suivants :

- ✓ On fixe le taux de déversement $\boldsymbol{T_{dever}}$ $(m^3/h/m)$
- ✓ La longueur unitaire d'un déversoir est :$L_{dév,un}$ (m)= périmètre du bassin si la longueur de déversement totale est inférieure ou égale au périmètre, si le périmètre n'est pas suffisant on opte à des goulottes a deux déversoirs de rayons R1 et R2 avec R2 = R1 + Lg et dans le cas où la longueur de déversement est inférieur au périmètre on opte aux déversoirs triangulaire pour réduire la longueur de déversement
- ✓ Largeur d'une goulotte : Lg (m)

Connaissant le débit par décanteur est : Qd et on calcul

- ✓ La longueur du déversement est : $L_{dév} = \frac{Q_d}{T_{dév}}$ (m)
- ✓ Le nombre de déversoirs nécessaires est alors $N_{dév} = \frac{Ldev}{Ldev,un}$,
- ✓ Longueur unitaire de déversement = largeur du décanteur
- ✓ Nombre de goulottes $N = \frac{Ndev}{2}$ comportant 2 déversoirs chacune.
- ✓ Vérification de taux de déversement $T_{dever} = \frac{Qd}{Ledv,corrigé}$ $(m^3/h/m)$

✓ Hauteur de l'eau dans la goulotte : $Hg = \left[\frac{Q^2}{gL_g^2}\right]^{1/3}$ (m)

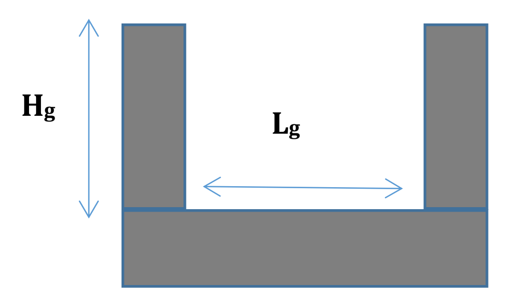


Figure 29 : Section transversale de la goulotte

➢ Lame versante :

Les goulottes sont alimentées par un déversoir, dont la lame d'eau est définie par la formule suivante :

$$h=\left(\frac{Q}{\mu . L . \sqrt{2g}}\right)^{2/3}$$

Avec :

- ✓ Q_d : débit de l'eau décantée par décanteur (m^3/s)
- ✓ μ : coefficient de débit ;
- ✓ L_{dev} : longueur de déversement ; (m)
- ✓ g : accélération de la pesanteur ; g=9,81 m/s^2

3.8.5 Méthode de calcul Bassin lamellaire

3.8.5.1 Géométrie du bassin

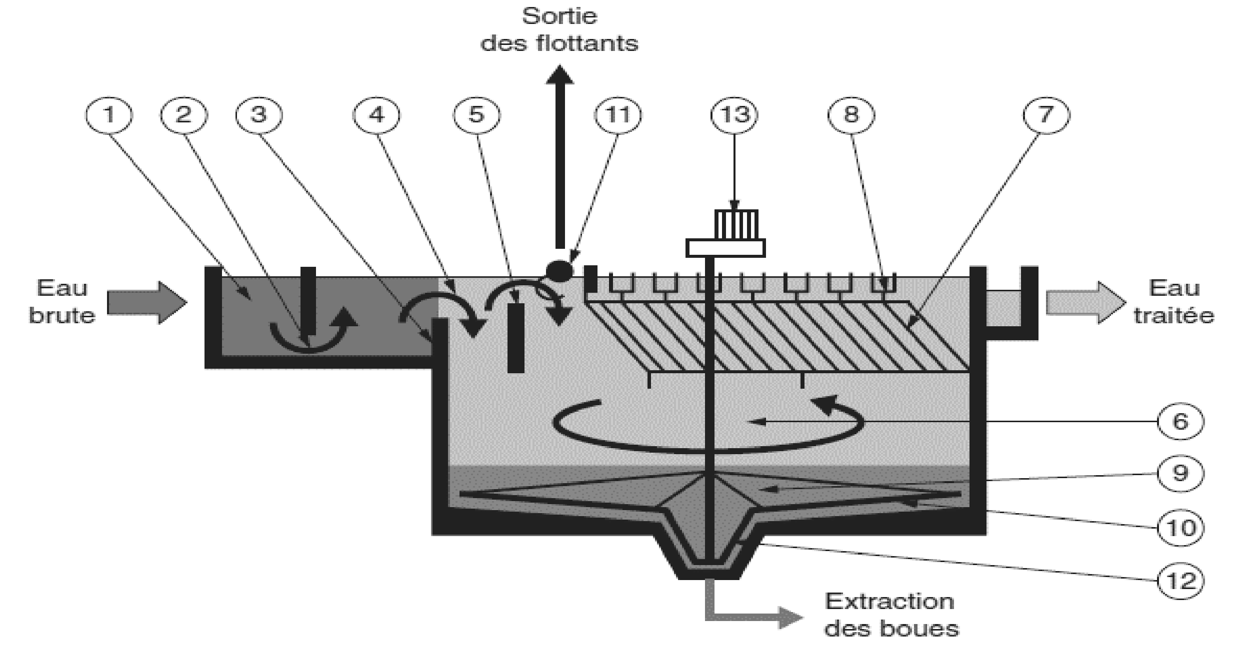


Figure 30 : Décanteur lamellaire

(Illustration et légende fournies par © SUEZ environnement)

Un bassin de débourbage est déterminé par sa Longueur L, sa Largeur W, sa Hauteur H, le nombre de lamelles N_l et l'espacement entre lamelles.

Pour le calcul, On fixe les éléments suivants :

- ✓ Temps de rétention : T_r (h)
- ✓ Vitesse ascensionnelle : U ($m^3/h.m^2$)
- ✓ Le rapport longueur / Largeur : $R = L/W$
- ✓ Espacement entre les lamelles : e (m)
- ✓ Inclinaison des lamelles : θ (degré)
- ✓ Largeur d'une lamelle : L_{lam} (m)

Etant donné le débit de conception Q on a :

- ✓ Volume de décantation : $V = Q \times T_r$ (m^3)
- ✓ Surface nécessaire à la décantation : $S_d = \frac{Q*3600}{U}$ (m^2)
- ✓ Hauteur de décantation : $H = U \times T_r$ (m)
- ✓ Nombre de lamelles $N = \frac{R \times S_d}{L_{lam} \times e \times \cos(\theta)}$

- ✓ Longueur de décanteur : $L = N \times e$ (m)
- ✓ Largeur totale de décanteur : $W = \frac{L}{R}$ (m)

Après le calcul, On doit vérifier les contraintes suivantes :

- ✓ $1 \leq T_r \leq 2$ h
- ✓ $2 \leq U \leq 6\ m^3/h/m^2$
- ✓ (R=L/W) ≤ 6

3.8.5.2 Zone d'entrée

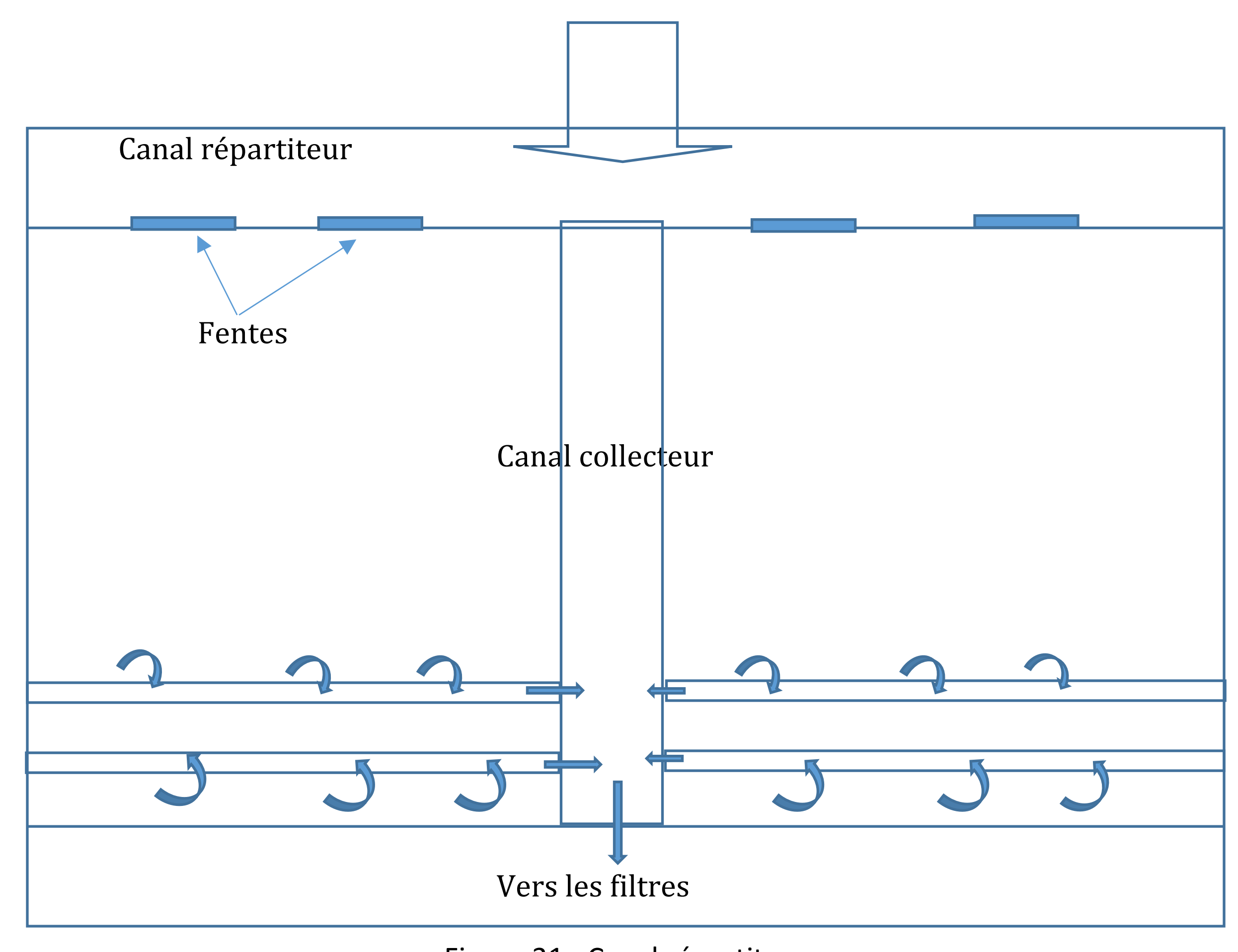


Figure 31 : Canal répartiteur

Le canal répartiteur a pour rôle de répartir le débit d'eau brute entrant sur toute la largeur de décanteur dans le but d'optimiser la décantation

- **Dimensionnement du canal**

Pour le calcul, On fixe les éléments suivants :

- ✓ Vitesse dans le canal : V (m/s)
- ✓ Pente de canal : I (m/m)
- ✓ Largeur du canal : L (m)
- ✓ Section d'une fente : S_f (cm^2)

- ✓ Vitesse dans les fentes : V_f (m/s)

Connaissant le débit total Q et le débit par débourbeur Qd on calcule :

- ➢ le H la hauteur du canal avec la formule de Manning Strickler $\boldsymbol{V = ks \times R_h^{2/3} \times I^{1/2}}$

  donc : $H = \frac{1}{\left[\frac{\frac{1}{V}}{Ks*\sqrt{I}}\right]^{3/2} - \frac{2}{L}}$

Avec:

- ✓ V : Vitesse d'écoulement dans le canal (m/s)
- ✓ Ks : constante de rugosité des parois, (voir le tableau)
- ✓ $Rh = \frac{L*H}{2.H+L}$: Rayon hydraulique (m);
- ✓ I : pente de canal (m/m)
- ✓ H : Hauteur de l'eau dans le canal

- ➢ Nombre de fentes par décanteur : Nf

$$Stotf = \frac{Qd}{V_f} * 10^4$$

$$Nf = \frac{Stotf}{Sf}$$

Avec

- ✓ $Stotf$: Surface totale des fentes
- ✓ Qd : débit par débourbeur
- ✓ Nf : Nombre de fentes par débourbeur
- ✓ Sf : Surface d'une fente

3.8.5.3 Zone de sortie

L'eau décantée est collectée dans des goulottes conçues sur la bases de paramètres suivants :

- ✓ On fixe le taux de déversement $\boldsymbol{T_{dever}}$ $(m^3/h/m)$
- ✓ La longueur unitaire d'un déversoir est :$L_{dév,un}$ (m)
- ✓ Largeur d'une goulotte : Lg (m)

Connaissant le débit par décanteur est : Qd et on calcul

- ✓ La longueur du déversement est : $L_{dév} = \frac{Q_d}{T_{dév}}$ (m)
- ✓ Le nombre de déversoirs nécessaires est alors $N_{dév} = \frac{Ldev}{Ldev,un}$,

- Longueur unitaire de déversement = largeur du décanteur
- Nombre de goulottes $N = \frac{Ndev}{2}$ comportant 2 déversoirs chacune.
- Vérification de taux de déversement $T_{dever} = \frac{Qd}{Ledv,corrigé}$ $(m^3/h/m)$
- Hauteur de l'eau dans la goulotte : $Hg = \left[\frac{Q^2}{gL_g^2}\right]^{1/3}$ (m)

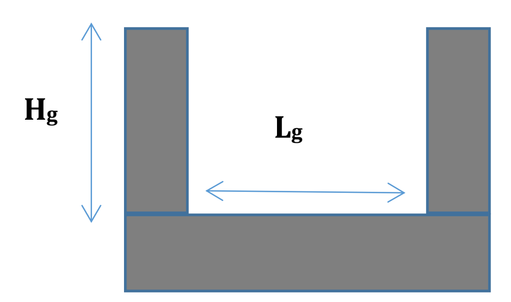


Figure 32 : Section transversale de la goulotte

- Lame versante :

Les goulottes sont alimentées par un déversoir, dont la lame d'eau est définie par la formule suivante :

$$h=\left(\frac{Q}{\mu.L.\sqrt{2g}}\right)^{2/3}$$

Avec :

- Q_d : débit de l'eau décantée par décanteur (m^3/s)
- μ : coefficient de débit ;
- L_{dev} : longueur de déversement ; (m)
- g : accélération de la pesanteur ; g=9,81 m/s^2

3.8.5.4 Estimation de la quantité de boues produites (tout type de décanteur) :

La quantité de boues produites au sein de chaque décanteur est estimée sur la base des données suivantes :

- Débit d'eau brute par décanteur : Q_d (l/s)
- Taux de MES dans l'eau brute : T_{mes} (g/l)
- Taux de dosage du sulfate d'alumine : SA (mg/l)
- Coefficient de précipitation du sulfate d'alumine : k=0,27
- Taux de MES dans les boues extraites : C_b (g/l)

Le débit massique journalier de boues produites dans le décanteur est donné par :

$$P = Q_b \times 86{,}4 \times \frac{1000.T_{mes} + k.SA}{1000} \quad (\text{kg/j})$$

Le débit journalier de boues produites dans le décanteur est donné par la formule :

$$Q_p = \frac{P}{C_b} \ (\text{m}^3/\text{j})$$

3.8.5.5 Extraction des boues produites :

Le cycle de purges consistera à effectuer Np purges par jour, dont la durée et de Tp en (min/purge).

Le volume de boues extraites lors d'une purge est : $V_{up} = \frac{Q_p}{Np} \ (m^3)$

Le débit de la purge est donc :

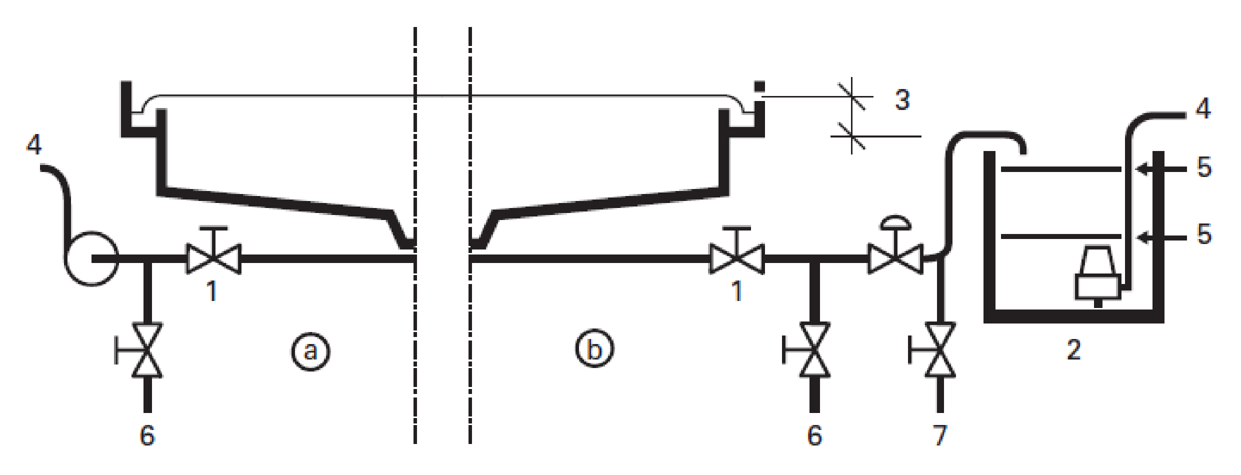
$$Q_{purge} = \frac{1000 \times V_{up}}{T_p \times 60} \ (l/s)$$

L'évacuation des boues sera assurée par des conduites dimensionnées à cet effet :

Le diamètre de la conduite est donnée par : $D = \sqrt{\frac{4 * Qpurge}{1000 * \pi * V}}$

Avec :

- ✓ Qpurge : Débit par décanteur (L/s)
- ✓ V : vitesse dans la conduite (V doit être entre 1 et 2 m/s)



1. Vanne d'isolement
2. Fosse intermédiaire
3. Charge nécessaire sur la tyauterie d'extraction
4. Départ des boues extraites
5. Détecteur de niveau
6. Fluide de décolmatage
7. Vidange des tuyauteries verticales

Figure 33 : Dispositif d'évacuation des boues, cas d'une reprise directe (a), avec fosse de stockage intermédiaire (b)

(Illustration et légende fournies par © SUEZ environnement)

3.8.5.6 Critères de conception

Les critères de conception des différents types de décanteurs adoptés dans les trois pays précités sont résumés dans le tableau suivant :

type de décanteur	***Critères de conception***	***Valeurs***
statique circulaire	temps de séjour	2h minimum
	taux de débordement	Sans raclage : 0,5 –1m/h Avec raclage : 1 – 1,5m/h
statique rectangulaire	temps de séjour	Sans raclage :2h environ Avec raclage : 2h au moins
	taux de débordement	Sans raclage : 0,5 –1m/h Avec raclage : 1 – 1,5m/h
	taux de déversement	9 – 13 m3/h/m

	divers	L/l = 3 à 6 et L < 25 m
à lit de boues pulsé (pulsator)	temps de séjour	1h30 – 1h45
	taux de débordement	3m/h au maximum
à recirculation interne de boues (Accelerator)	temps de séjour	2h environ
	taux de débordement	1,5 – 2m/h
lamellaire	temps de séjour	1h au minimum
	taux de débordement	6 – 7m/h au maximum
	taux de déversement	3,7 – 7,5 m3/h/m

Tableau 5 : Critères de conception de décanteurs

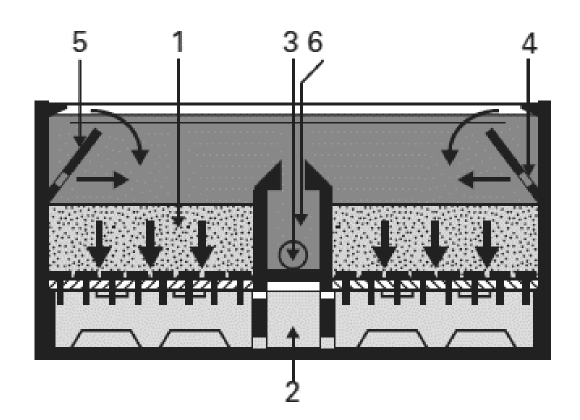
3.9 Filtration :

3.9.1 Principe :

La filtration est un procédé de séparation dans lequel on fait percoler un mélange solide-liquide à travers un milieu poreux (filtre) qui idéalement retient les particules solides et laisse passer le liquide (filtrat). On distingue principalement la filtration en profondeur (filtration sur lit granulaire) et la filtration avec formation de gâteau (filtration sur support).

3.9.1.1 La filtration en profondeur (filtration sur lit granulaire) :

L'eau à filtrer percole à travers un lit filtrant constitué d'un ou plusieurs matériau(x) granulaire(s), dont les caractéristiques et la hauteur de couche doivent être adaptées à l'eau à traiter et au type de filtre choisi. Les matières en suspension sont retenues dans les espaces inter-granulaires, sur la plus grande partie de la hauteur de couche.



1. Sable
2. Canal d'eau filtrée, air et eau de lavage
3. Vanne d'évacuation des eaux de lavage
4. Orifice d'entrée de l'eau de balayage
5. Goulotte en V
6. Goulotte de départ des eaux de lavage

Figure 34 : Filtre Aquazur - filtration sur lit granulaire (sable)

(Illustration et légende fournies par © SUEZ environnement)

3.9.1.2 Filtration avec formation de gâteau (filtration sur support) :

Il s'agit en fait d'une filtration relativement grossière réalisée sur support mince constitué par un tissu métallique ou plastique ou par des éléments filtrants à orifices réguliers. Suivant les ouvertures, on distingue le micro-tamisage ou le macro-tamisage.



Figure 35 : Tamis de protection

(Illustration fournie par © SUEZ environnement)

On s'intéresse plus particulièrement à la filtration sur lit granulaire, notamment au filtre à lit de sable.

Le mécanisme majeur de la purification réside dans la rétention des particules dans la masse du sable. Dans ce mécanisme s'associe encore la floculation par la collision et l'agrégation entre les particules retenues.

L'efficacité de la filtration dépend de plusieurs facteurs :

1 La dimension et la forme du lit filtrant ;
2 La porosité du lit ;
3 L'arrangement des grains composant le lit filtrant ;

4 La profondeur du lit filtrant ;
5 La perte de charge à travers le lit filtrant.

3.9.2 Dimensionnement d'un filtre :

Le dimensionnement d'un filtre est basé sur les critères suivants :

- ✓ Vitesse de filtration : **Vf < 7 (m/h**)
- ✓ Taille effective du sable : 0,5 < d(mm) < 1,5
- ✓ Porosité du sable : 0,3 < p < 0,35
- ✓ Hauteur du sable Hs (m) : 0,75 < Hs < 0,9
- ✓ On se fixe un nombre Nf de filtres identiques

On établit alors :

- ✓ La surface totale des filtres :

$$\boldsymbol{S_f = Qmax/Vf}$$

- ✓ La surface unitaire d'un filtre :

$$\boldsymbol{S_{f,uni} = Sf/Nf}$$

- ✓ Perte de charge à travers le lit filtrant est donnée par la formule de CARMEN-KOZENY :

$$H_L = f \times \frac{Hs}{d} \times \frac{1-p}{p^3} \times \frac{V^2}{2g}$$

Avec:

- ✓ $f = 150 \times (\frac{1-p}{Nr}) + 1,75$
- ✓ Nr : le nombre de Reynolds donné par : $Nr = \frac{V.d}{\nu}$
- ✓ H_s : la hauteur du sable
- ✓ d : taille effective du sable
- ✓ p : porosité du sable
- ✓ V : taux de filtration en m/s
- ✓ g : accélération de la pesanteur m/s^2
- ✓ ν : la viscosité cinématique de l'eau

3.9.3 Lavage des filtres :

Le lavage des filtres consiste en trois phases :

Phase	Durée T (min)	Taux de lavage τ ($m3/h/m^2$)
Détassage à l'air seul	T1	τ_1
Décolmatage à l'eau seule	T2	τ_2
Rinçage à l'eau seule	T3	τ_3

Tableau 6 : Durée et taux de lavage de différentes phases de lavage

- ✓ Le volume d'air nécessaire au détassage d'un filtre est donnée par :

$$V_{air} = S_u \times \frac{T_1}{60} \times \tau 1$$

- ✓ Le volume d'eau nécessaire au décolmatage d'un filtre est donnée par :

$$V_{déc} = S_u \times \frac{T_2}{60} \times \tau 2$$

- ✓ Le volume d'eau nécessaire au rinçage d'un filtre est :

$$V_{rin} = S_u \times \frac{T_3}{60} \times \tau 3$$

Où : Su est la surface unitaire de filtre

- ✓ Le volume d'eau nécessaire pour balayer la surface d'un filtre est :

$$V_{bal} = S_u \times (T_2 + T_3) \times \frac{V_f}{60}$$

- ✓ Le volume total d'eau nécessaire au lavage d'un filtre est donnée par :

$$V_{tot} = V_{rin} + V_{déc} + V_{bal}$$

- ✓ Le débit de lavage est :

$$Q_{lavage} = \frac{V_{tot} \times n \times 24}{f}$$

Où f est La fréquence de lavage (en heures)

3.10 La filière de traitement des boues :

Les boues produites lors de débourbage et de la décantation des eaux brutes seront acheminées vers la filière de traitement comprenant une bâche tampon pour assurer une alimentation en continu de l'épaississeur, un épaississeur gravitaire pour concentrer la boue et une installation d'évaporation des boues épaissies qui consiste en des lits de séchage ou centrifugeuses.

3.10.1 Estimation de la quantité de boues à traiter :

- Cette estimation est basée sur les données suivantes :
  - ✓ Débit d'eau brute : Q_b (l/s)
  - ✓ Taux de MES dans l'eau brute : T_{mes} (mg/l)
  - ✓ Taux de dosage du sulfate d'alumine : SA (mg/l)
  - ✓ Concentration des boues extraites des décanteurs : C_b (g/l)
- On calcul par la suite
  - ✓ Le débit massique journalier des boues produites donné par :

$$P = Q_b \times 86{,}4 \times (T_{mes} + k.SA) \times 10^{-3}\ (kg/j)$$

  - ✓ Ainsi, le débit journalier des boues produites est : $\mathrm{Qp} = \frac{\mathrm{P}}{\mathrm{C_b}}\ (\mathrm{m^3/j})$

3.10.2 Dimensionnement de la bâche tampon :

Les ouvrages de traitement des boues doivent être alimentés par un débit continu dans le temps pour éviter de perturber les performances de cet ouvrage. Les boues extraites des débourbeurs et décanteurs doivent, donc, être acheminées vers une bâche tampon avant d'être pompées de façon continue vers les épaississeurs.

Le volume de la bâche doit assurer la collecte des boues sur une durée qui sépare deux vidanges successifs : T en (heures).

- Pour le calcul on fixe les éléments suivants :
  - ✓ La durée séparant deux vidanges successifs : T (h)
  - ✓ Hauteur de la bâche : H (m)
- On calcul :
  - ✓ Le volume de bâche $\mathrm{V_{bache}} = \mathrm{Q_p} \times \frac{\mathrm{T}}{24}\ (\mathrm{m^3})$
  - ✓ La section de la bâche : $S = \frac{Vbâche}{H}$

3.10.3 Dimensionnement de l'ouvrage d'épaississement :

L'épaississeur est de forme circulaire. La suspension boueuse est introduite au centre, à l'intérieur de la jupe centrale. Les matières décantent selon leur propre poids et forment un lit de boues concentrées dans la partie inférieure de l'ouvrage.

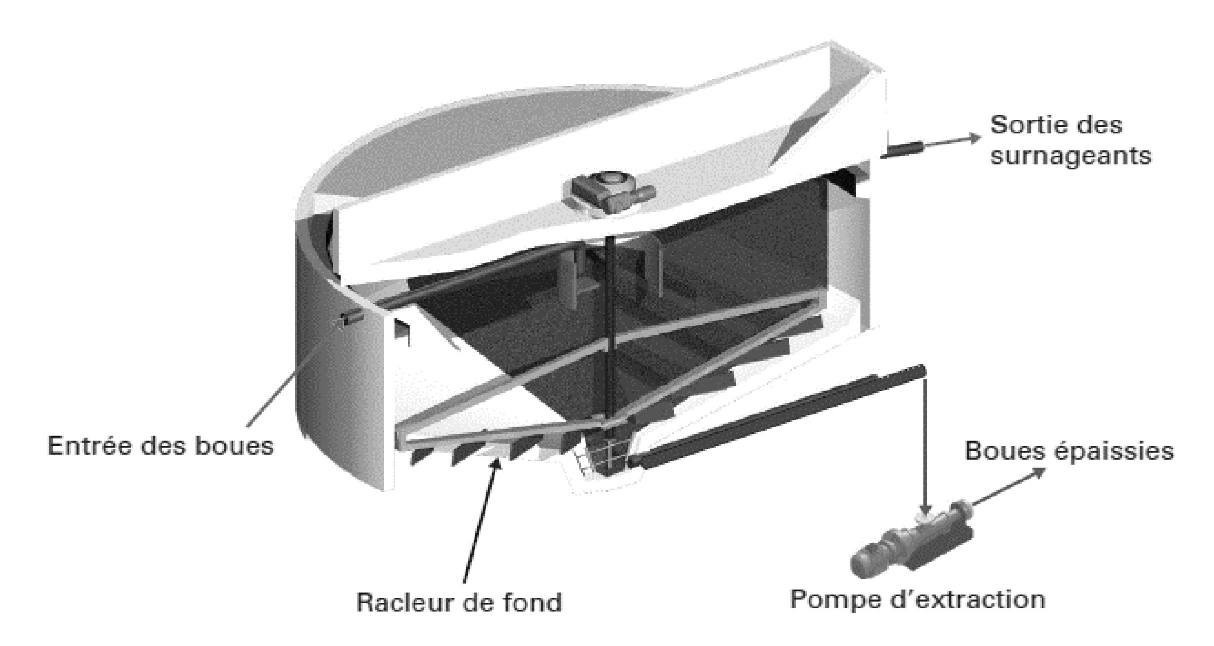


Figure 36 : Coupe épaississeur statique

(Illustration et légende fournies par © SUEZ environnement)



Figure 37 : Epaississeur statique

(Illustration fournies par © SUEZ environnement)

Le dimensionnement de cet ouvrage se base sur les données suivantes :

- ✓ Le débit massique journalier des boues produites : P (kg/j)
- ✓ La teneur de la boue à épaissir est de C_b (g/l)
- ✓ La concentration des boues épaissies : $C_{bépaissi}$ (g/l)
- ✓ Le débit journalier des boues est de Q_p (m^3/j)
- ✓ La charge massique de l'épaississeur est de C_m (kg MS/m^2.j)

La surface au sol de la partie cylindrique est donnée par : $S = \frac{P}{Cm} (m^2)$

Ainsi le diamètre utile de l'épaississeur est : D = $\sqrt{\left(4 \times \frac{S}{\pi}\right)}$ (m)

Pour une hauteur moyenne de l'épaississeur de H= 3,5 m au minimum, le volume utile de l'épaississeur sera donné par :

$$V = H \times S \ (m^3)$$

Le débit des boues épaissies est donné par : $Q_{épaissi} = \frac{P}{C_{bépaissi}} \ (m^3/j)$

Ainsi, le temps de séjour hydraulique dans l'épaississeur : $Ts = \frac{V}{Qp} \ (h)$

Le débit du surnageant est obtenu par la différence entre le débit journalier des boues à épaissir et le débit des boues épaissies :

$$Q_{surn} = Qp - Q_{épaissi} \ (m^3/j)$$

Le cycle de purge choisie consiste en l'exécution de Np purges par jour, dont la durée de chacune est T_{purge} (minutes).

Ainsi, le volume extrait après une purge est :

$$Vpurge = \frac{Q_{épaissi}}{Np} \ \mathrm{m^3/j}$$

Et le débit de la purge : $Qpurge = \frac{1000 \times V_{purge}}{T_{purge} \times 60} \ (l/s)$

Pour le conditionnement chimique des boues, il sera réalisé en injectant une dose de Dp (mg/l) de polymère.

La solution du polymère a une concentration de C_{sol} (g/l), le débit du polymère à injecter est donc :

$$q = \left(\frac{Qp}{24}\right) \times \frac{Dp}{Csol} \ \ en\ (l/h)$$

3.10.4 Dimensionnement des lits de séchage :

Le dimensionnement des lits de séchage se base sur les données suivantes :

- ✓ Débit journalier des boues épaissies : $Q\acute{e}paissi \ \ (m3/j)$
- ✓ La charge spécifique du lit en boue à sécher : $Csp\acute{e}c \ \ (l/m^2/j)$
- ✓ La hauteur du lit de boue à sécher : H (m)

Surface totale des lits est donnée par :

$$S_{lits} = \frac{Q_{\acute{e}paissi} \times 1000}{C_{sp\acute{e}c}} \ \ en\ (m^2)$$

Pour faciliter l'exploitation on fixe un nombre de lits de séchage : N_{lits} et on calcule la surface unitaire d'un lit de séchage est : $Sunit = \frac{Slits}{Nlits}$ (m²) et par la suite on détermine les dimensions de chaque lit et son volume.

Au-dessous de la boue à sécher il faut aménager un lit constitué de :

- ✓ Un drain perforé en PVC, qui est posé dans un lit de gravier Ø 25 à 40 mm;
- ✓ Un lit de gravillons de Ø 15 à 25 mm, de 40 cm d'épaisseur;
- ✓ Une couche de 15 cm de sable, présentant une granulométrie de 0,5 à 1,5 mm

3.11 La désinfection finale :

La désinfection de l'eau traitée est assurée par le chlore, qui sera injecté sous forme d'eau chlorée au sein du réservoir d'eau traitée.

Les éléments permettant le dimensionnement sont :

- ✓ Le débit d'eau traitée est : Q (L/s)
- ✓ Le taux de dosage maximum de chlore de $C_{Chmax} \approx 2mg/l$

On calcul par la suite :

- ✓ La capacité horaire de consommation du chlore donnée par :

$$C_h = Q \times C_{Chmax} \times 3{,}6 \ (kg/h)$$

- ✓ La capacité max horaire de consommation du chlore :

$$C_{hmax} = \frac{C_h}{0{,}8} \ (kg/h)$$

- ✓ La consommation journalière en chlore donnée par :

$$C_j = Q \times C_{chmax} \times 86{,}4$$

L'injection de chlore se fait par des Chloromètres de capacité maximum C_{hmax} (kg/h) dont un sera toujours réservé au secours et une pompe pour le pompage de l'eau motrice qui sert à injecter le chlore sous forme d'eau chlorée.

3.12 La remise à l'équilibre calco-carbonique de l'eau traitée :

Cette étape de traitement vise à corriger le comportement de l'eau vis-à-vis des canalisations. En effet, une eau peut être :

- ✓ Soit corrosive et peut donc dissoudre le calcaire et corroder les autres métaux.
- ✓ Soit incrustante et peut donc former des dépôts de calcaire à l'intérieur des conduites entrainant ainsi une augmentation de pertes de charge.
- ✓ Soit inerte (ou en équilibre)

Les résultats des tests au marbre réalisés sur l'eau filtrée sont organisés comme suit (voir le tableau suivant) :

échantillon (N°)	pH	pHs	Is (Ryznar)	Is (Langelier)	qualité de l'eau	TAC (meq/l)	TA=Cs (meq/l)
1							
2							
3							
4							
5							
6							
7							

Tableau 7 : Résultats du test au marbre sur l'eau filtrée

Le traitement consiste à ajouter à l’eau traitée une dose de chaux, du fait qu’elle est moins coûteuse que la soude et le bicarbonate de sodium, qui amènera l’eau à son équilibre.

La dose de chaux nécessaire est définie par :

$$D_{chaux}(mg/l) = \frac{TAC_s(°F) - TAC(°F)}{0,135}$$

Le tableau suivant donne les résultats obtenus pour tous les échantillons analysés :

Echantillon	Dose de chaux (mg/L)

Tableau 8 : Calcul de la dose de chaux neutralisante

On prend ensuite la dose maximale de chaux (mg/l) nécessaire pour la neutralisation avec laquelle on calcul l’apport maximum en chaux de la pureté P (%) est :

$$M\ (chaux)\ = Q\ x\ 3,6\ xD_{max}/P \text{ (Kg/h) ;}$$

Avec :

- ✓ $M\ (chaux)$: l’apport maximum en chaux (kg/h)
- ✓ Q : Débit d’eau filtrée (l/s)
- ✓ D_{max} : Dose maximale de chaux (mg/L)
- ✓ P : Pureté (%)

Donc, le débit de lait de chaux nécessaire est de : $Q_{Lait} = \frac{M\ (chaux)}{C_{Lait}}$ ou $Clait \approx 40g/L$: la concentration de la solution de lait de chaux en (g/l)

Sachant que le titre de l'eau de chaux est d'au moins $Ceau\ \approx 1{,}5\ g/L$ de chaux pure par litre, le débit d'eau de dilution destinée à être saturée en chaux, est donc de :

$$Q_{eau} = \frac{M\ (chaux)}{Ceau}\ (l/h)$$

La préparation du lait de chaux sera assurée dans deux bacs (un pour le secours) qui assureront la production de lait de chaux pour 24 heures de fonctionnement. Le volume d'un bac est : V_u =24 x Q_{Lait} (m^3).

L'injection du lait de chaux dans le saturateur de chaux sera assurée par deux pompes (une pour le secours) de capacité maximum au moins supérieur à Q_{Lait} (l/h) (à 80% de la course totale de la pompe).

Le pompage de l'eau de dilution dans le saturateur de chaux sera assuré par deux pompes (une pour le secours) de capacité de Q_{eau} (m^3/h).

La production de l'eau de chaux sera assurée au sein d'un saturateur dynamique de chaux en acier et de forme cylindro-conique, dont caractéristiques sont :

Le débit de l'eau de dilution : Q_{eau} (m^3/h)

On choisit une vitesse ascensionnelle : V_s = 2 $m^3/h/m^2$ et La hauteur de la partie cylindrique H_{sil} donc, la surface de la partie cylindrique est : $S_{sat} = \frac{Q}{V_s}$ Ainsi, le diamètre de la partie cylindrique : $D_{sat} = \sqrt{\frac{4 \times S_{sil}}{\pi}}$

Le volume de bassin de mélange est $V_{mélange} = Q \times t \times 60$ avec : Q débit d'eau traitée m^3/s et t : temps de contact (min) 2 à 8 min en général, en fixant la hauteur H on obtient la surface du bassin $S_{mélange} = \frac{V_{mélange}}{H}$

L'eau de chaux produite sera injectée dans le réservoir d'eau traitée. Elle ne peut pas être injectée avant l'injection du chlore désinfectant car l'augmentation du pH générée par l'ajout de chaux diminuera l'efficacité de la désinfection au chlore.

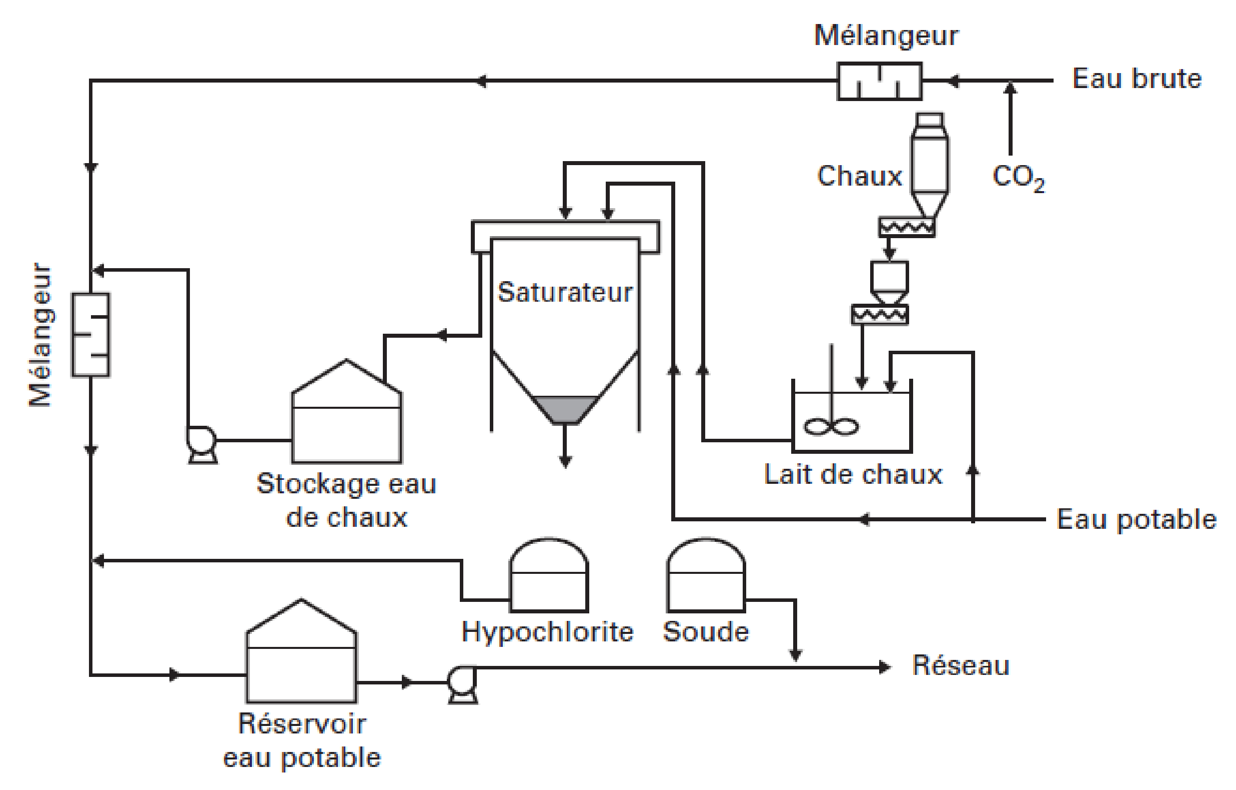


Figure 38 : Schéma de principe de préparation et injection de lai de chaux

(Illustration fournies par © SUEZ environnement)

3.13 Bâtiment des réactifs :

Pour le dimensionnement des pompes doseuses, le débit maximum de dosage est celui fourni par la pompe, lorsque sa course est à 80 % de sa plage de fonctionnement.

3.13.1 Poste sulfate d'alumine :

Le sulfate d'alumine est le coagulant le plus utilisé à l'étape de coagulation,

Désignation	Masse molaire	Emploi	Formes disponibles	Caractéristiques	Densité	Solubilité à 20 °C	Point de cristal-lisation °C	Observations
Sulfate d'aluminium $Al_2(SO_4)_3$, $18H_2O$	**666**	**Coagulation**	**Noisette Graine riz Poudre**	**15,2 % Al_2O_3**	**1**	**660 g · L^{-1}**		**Produit acide, mais peu dangereux**
			Liquide	**7,5 à 8 % Al_2O_3 (630 à 650 g·L^{-1} en $Al_2(SO_4)_3$,$18H_2O$)**	**1,30**		**+3**	

Tableau 9 : Caractéristique de Al2(SO4)3

(Tableau fournies par © SUEZ environnement)

Les pompes doseuses et les locaux de stockage sont dimensionnés en fixant les données suivantes :

- ✓ Dosage moyen en sulfate d'alumine : $CSA.moy\ \ (g/m3)$
- ✓ Dosage maximum en sulfate d'alumine : $CSA.max\ \ (g/m3)$
- ✓ Concentration de la solution préparée : $CSA.sol\ (g/l)$
- ✓ Autonomie d'un bac : T (h)
- ✓ Durée de stockage : $Tstock\ (jours)$
- ✓ Masse d'un sac : $Msac\ (kg)$

Connaissant le débit d'eau brute $Qb\ (l/s)$ on calcul :

- ✓ La capacité de la pompe doseuse : $Cp = \frac{Q_b \times 3,6 \times C_{SA.max}}{C_{SA.sol}}$ (l/h)
- ✓ La capacité maximum de la pompe doseuse : $Cpmax = \frac{Cp}{0,8}$ (l/h)
- ✓ La capacité utile unitaire de bac : $Cpbac = \frac{Q_b\ \ 3,6 \times C_{SA.moy} \times T}{C_{SA.sol}\ \times\ 1000}$ (m^3)
- ✓ Volume d'eau brute traité en $Tstock : Vtraité = Q_b \times 86,4 \times Tstock\ \ (m^3)$
- ✓ Consommation de sulfate d'alumine M_{SA} (tonne) = $\frac{Vtraité \times C_{SA.moy}}{10^6}$ (tonnes)

- Nombre de sacs , $Nsac = \frac{M_{SA} \times 1000}{Msac}$
- Volume total nécessaire au stockage est $V = \frac{M_{SA} \times 1000}{\rho_{Al2(SO4)3}}$ (m^3)
- Hauteur de stockage, H (m)
- Surface nécessaire $S_{stock} = \frac{Vtot}{H}$ (m^2)

3.13.2 Poste permanganate de potassium ($KMnO_4$):

Le permanganate est un réactif relativement coûteux. Il est principalement utilisé en prétraitement des eaux de consommation pour l'élimination du manganèse et du fer en solution, son action sur le manganèse est plus efficace que celle du chlore.

Les données à fixer pour le dimensionnement sont :

- Dosage maximum en KMnO4 : C $(KMnO_4)_{max}$ (g/m^3)
- Concentration de la solution préparée : C$(KMnO_4)_{sol}$ (g/l)
- Pureté produit : P (%)
- Autonomie d'un bac : T (h)
- Durée de stockage $Tstock$ (jours)
- Masse d'un sac : $Msac$ (kg)
- Hauteur de stockage, H= 2 m

Connaissant le débit d'eau brute Qb (l/s) on calcul :

- La capacité de la pompe doseuse : $Cp = \frac{\text{Qb} \times 3{,}6 \times \text{C}\ (\text{KMn}O_4).\text{max}}{\text{C}\ (\text{KMn}O_4).\text{sol} \times \text{P}}$ (l/h)
- La capacité maximum de la pompe doseuse $Cpmax = \frac{Cp}{0{,}8}$ (l/h)
- Capacité unitaire d'un bac $Cpbac = \frac{\text{Qb} \times 3{,}6 \times \text{C}\ (\text{KMn}O_4).\text{max} \times \text{T}}{\text{C}\ (\text{KMn}O_4).\text{sol} \times 1000 \times \text{P}}$ (m^3)
- Volume d'eau brute traité pendant $Tstock$:

$$Vstock = Qb \times 86{,}4 \times Tstock\ m^3$$

- Masse totale de KMnO4 : $M[KMnO_4] = \frac{Vstock \times C(KMnO_4).max}{10^6}$ (tonne)
- Le nombre de sacs nécessaires à stocker $Nsac = \frac{M[KMnO_4] \times 1000}{Msac}$
- Volume de stockage : $V[KMnO_4] = \frac{M[KMnO_4]}{\rho_{KMnO_4}}$
- Surface nécessaire $S[KMnO_4] = \frac{V[KMnO_4]}{H}$ (m^2)

3.13.3 Poste chaux (CaO) :

La chaux vive est utilisée dans le traitement des eaux surtout sous forme de poudre. Ses avantages sur la chaux éteinte sont :

- Prix moins élevé ;
- Plus grande richesse en CaO que la chaux éteinte, densité apparente plus élevée, ce qui implique de moindres coûts de transport et de stockage (chaux vive : densité apparente : 0,7 à 1,2, chaux éteinte : densité apparente : 0,3 à 0,6).

En revanche, la chaux vive présente deux inconvénients :

- Investissement supplémentaire à consentir pour assurer une bonne extinction;
- Qualité des chaux vives souvent plus variables que celle des chaux éteintes

Les paramètres à fixer pour le dimensionnement sont les suivants :

- ✓ Dosage moyen de chaux : C $(chaux)_{moy}$ (g/m^3)
- ✓ Dosage maximum de chaux : C $(chaux)_{max}$ (g/m^3)
- ✓ Pureté produit : P (%)
- ✓ Autonomie d'un bac : T (h)
- ✓ Concentration du lait de chaux : C $(chaux)_{sol}$ (g/l)
- ✓ Durée de stockage : $Tstock$ (jours)
- ✓ Masse d'un sac : $Msac$ (kg)
- ✓ Hauteur de stockage : H (m)

Connaissant le débit d'eau brute $Qb\ (l/s)$ on calcul :

- ✓ La capacité de la pompe doseuse : $Cp = \frac{\text{Qb} \times 3{,}6 \times \text{C (chaux).max}}{\text{C (chaux).sol x P}}$ (l/h)
- ✓ La capacité maximum de la pompe doseuse : $Cpmax = \frac{Cp}{0{,}8}$ (l/h)
- ✓ Capacité utile unitaire d'un bac $Cpbac = \frac{\text{Qb} \times 3{,}6 \times \text{C (chaux).moy} \times \text{T}}{\text{C (chaux).sol} \times 1000 \times 0{,}90}$ (m^3)
- ✓ Volume d'eau traitée pendant $Tstock$

$$Vstock = Qb \times 86{,}4 \times Tstock\ (m^3)$$

- ✓ Masse totale de chaux : $M[CaO] = \frac{Vstock \times C(CaO).max}{10^6}$ (tonne)
- ✓ Nombre de sacs : $Nsac = \frac{M[CaO] \times 1000}{Msac}$
- ✓ Volume de stockage : $V[CaO] = \frac{M[CaO]}{\rho_{CaO}}$

- ✓ Surface nécessaire $S[CaO] = \frac{V[CaO]}{H}$ (m²)

3.13.4 Poste polymère floculation

Les polyacrylamides sont des polymères de très haute masse molaire utilisés comme floculants. On trouve essentiellement ces polymères sous forme de poudre ou d'émulsion. Ils peuvent être anioniques ou cationiques. Quelques-uns de ces produits existent sous forme de solutions très visqueuses (5 000 à 10 000 centpoises) qui peuvent être pompées telles quelles avec dilution secondaire au refoulement de la pompe doseuse.

Les paramètres de dimensionnement sont :

- ✓ Dosage maximum en polymère : $C(P)_{max}$ (g/m³)
- ✓ Concentration de la solution préparée : $C(P)_{sol}$ (g/l)
- ✓ Autonomie d'un bac : T (h)
- ✓ Durée de stockage : $Tstock$ (jours)
- ✓ Masse d'un sac : $Msac$ (kg)
- ✓ Hauteur de stockage : H (m)

Connaissant le débit d'eau brute Qb (L/s) on calcul :

- ✓ La capacité totale de la pompe doseuse : $Cp = \frac{\text{Qb} \times 3{,}6 \times \text{C(P)max}}{\text{Cp.sol}}$ (l/h)
- ✓ La capacité maximum de la pompe doseuse $Cpmax = \frac{\text{Qb} \times 3{,}6 \times \text{C(P)max}}{\text{Cp.sol} \times 0{,}8}$ (l/h)
- ✓ Capacité utile unitaire des bac : $Cpbac = \frac{\text{Qb} \times 3{,}6 \times \text{C(P)max} \times \text{T}}{\text{C(P)sol} \times 1000}$ (m³)
- ✓ Volume d'eau traitée pendant $Tstock$

$$Vstock = Qb \times 86{,}4 \times Tstock \ (m^3)$$

- ✓ Masse totale de chaux : $M[P] = \frac{Vstock \times C(P).max}{10^6}$ (tonne)
- ✓ Nombre de sacs : $Nsac = \frac{M[P] \times 1000}{Msac}$
- ✓ Volume de stockage : $V[P] = \frac{M[P]}{\rho_P}$
- ✓ Surface nécessaire $S[CaO] = \frac{V[P]}{H}$ (m²)

3.13.5 Poste charbon actif en poudre :

Le CAP est un produit dont la masse volumique varie beaucoup en fonction de sa fluidisation ou de son tassement (200 à 600 kg · m^{-3}). Cette variation de masse volumique entraîne des risques soit de fluage, soit de voûtage qu'il faut savoir prévenir. Par ailleurs, le CAP est un produit alcalin. Il contient des oxydes tels que CaO qui, lors du mouillage, forment du $Ca(OH)_2$, entraînant un phénomène de carbonatation dans les tuyauteries d'injection. Il est donc indispensable d'acidifier l'eau de mouillage dès qu'elle contient un TAC > 5 °F.

Les pompes doseuses et les locaux de stockage sont dimensionnés en fixant les données suivantes :

- ✓ Dosage maximum en CAP : $C(CAP)_{max}$ (g/m^3)
- ✓ Concentration de la solution préparée : $C(CAP)_{sol}$ (g/l)
- ✓ Autonomie d'un bac : T (h)
- ✓ Durée de stockage : $Tstock$ (jours)
- ✓ Masse d'un sac : $Msac$ (kg)

Connaissant le débit d'eau brute Qb (l/s) on calcul :

- ✓ La capacité de la pompe doseuse : $Cp = \frac{Q_b \times 3{,}6 \times C(CAP)max}{C(CAP)sol}$ (l/h)
- ✓ La capacité maximum de la pompe doseuse : $Cpmax = \frac{Cp}{0{,}8}$ (l/h)
- ✓ La capacité utile unitaire de bac : $Cpbac = \frac{Q_b \;\; 3{,}6 \times C(CAP)max \;\; \times T}{C(CAP)sol \times \; 1000}$ (m^3)
- ✓ Volume d'eau brute traitée en $Tstock$: $Vtraité = Q_b \times 86{,}4 \times Tstock \;\; (m^3)$
- ✓ Consommation de sulfate d'alumine M_{SA} (tonne) = $\frac{Vtraité \times C(CAP)max}{10^6}$ (tonnes)
- ✓ Nombre de sacs , $Nsac = \frac{M_{CAP} \times 1000}{Msac}$
- ✓ Volume total nécessaire au stockage est $V = \frac{M_{CAP} \times 1000}{\rho_{CAP}}$ (m^3)
- ✓ Hauteur de stockage, H (m)
- ✓ Surface nécessaire $S_{stock} = \frac{Vtot}{H} \;\; (m^2)$

3.13.6 Chloration :

3.13.6.1 Chloromètres :

Données de dimensionnement :

- Pré chloration :
  - ✓ Dosage maximum : $C[Cl_2]max\ (g/m3)$
  - ✓ Dosage moyen : $C[Cl_2]moy\ (g/m3\ )$
- Désinfection :
  - ✓ Dosage maximum : $C[Cl_2]max\ (g/m3)$
  - ✓ Dosage moyen : $C[Cl_2]moy\ (g/m3\ )$

Connaissant le débit d'eau ($Q_{préchloration}$ et $Q_{désinfection}$ en L/s) on calcul la capacité maximum des chloromètres :

- Pré chloration : $Q_{préchloration} \times 3{,}6 \times C[Cl_2]max$ (g/h)
- Désinfection: $Q_{désinfection} \times 3{,}6 \times C[Cl_2]max$ (g/h)

3.13.6.2 Tanks à chlore :

Pour le calcul des tanks on fixe :

- ✓ Le temps d'autonomie : $T_{autonomie}$ (jours)
- ✓ Capacité des tanks : 1000 kg

Consommation en chlore :

- Pré chloration:

$$Mpréchlorat = Qpréchloration \times\ 3{,}6\ \times\ C[Cl_2]moy\ \times\ 24\ \times\ Tautonomie.10^{-3}\ (kg)$$

- Désinfection:

$$Mdésinf\ = Qchloration \times\ 3{,}6\ \times\ C[Cl_2]moy\ \times\ 24\ \times\ Tautonomie.10^{-3}\ (kg)$$

$$Mtotale\ = Mpréchlorat +\ Mdésinf\ (\text{Kg})$$

$$Nombre\ de\ tanks\ \text{à}\ prévoir\ = \frac{Mtotale}{capacitée\ de\ tank}$$

3.13.6.3 Bassin de mélange

Le dimensionnement du réacteur de chloration est effectué sur la base du critère CT (produit de la concentration résiduelle en désinfectant C en $g \cdot m^{-3}$, par le temps de contact

T en min). Ce dernier est établi pour chaque germe pathogène à inactiver en fonction de la température et du **pH** (tableau 1).

Espèce	E.Coli	Poliovirus 1	Rotavirus	Giardia lambia (kyste)	Giardia muris (kyste)	Cryptosporidium (kyste)
CT (mg · min · L^{-1})	0,03 0,05	1,1 2,5	0,01 0,05	15 150	30 630	7 200

Tableau 10 : Gammes de valeur de CT pour l'inactivation de 2 log (99 %) des principaux micro-organismes par le chlore à pH 6 à 7 et à température entre 5 et 25 °C

(Tableau fournies par © SUEZ environnement)

Le maintien d'une concentration en chlore libre de 0,5 g · m^{-3} pendant 30 min à **pH** inférieur à 8 permet d'éliminer à la fois les bactéries pathogènes et le virus de la poliomyélite. Les kystes de protozoaires requièrent en revanche des valeurs de CT rédhibitoires pour l'application du chlore du fait des tailles d'ouvrages correspondantes et des risques de formation de sous-produits tels que **THM (halomèthane) et HAA** (**haloacetic acid)** par réaction compétitive avec les matières organiques.

Le bassin de contact est conçu de sorte à se rapprocher du réacteur idéal qui assure un temps de séjour de l'eau strictement équivalent au temps de contact hydraulique. La géométrie du réacteur doit donc permettre un écoulement en flux piston, ce genre de réacteur se réalise grâce à l'aménagement de chicanes qui définissent des canaux dont la longueur peut être jusqu'à 50 fois plus élevée que la largeur.

Pour le dimensionnement du bassin on fixe les éléments suivants :

- ✓ Temps de contact Tc (min) (environ 30min)
- ✓ La hauteur du bassin : H (m)

Connaissant le débit on calcul :

✓ Le volume de bassin $V_{mélange} = Q \times Tc \times 60$ (m^3) avec : Q débit d'eau traitée m^3/s et t : temps de contact (min) 30 min en général

✓ La surface du bassin : $S_{mélange} = \frac{V_{mélange}}{H}$ (m^2)

4 Chapitre 3 : Présentation de l'application

4.1 Langage de programmation VB.NET

Visual Basic (VB) est un langage de programmation événementielle de troisième génération ainsi qu'un environnement de développement intégré, créé par Microsoft pour son modèle de programmation COM1. Visual Basic est directement dérivé du BASIC et permet le développement rapide d'applications, la création d'interfaces utilisateur graphiques, l'accès aux bases de données en utilisant les technologies DAO, ADO et RDO, ainsi que la création de contrôles ou objets ActiveX, La dernière mise à jour de Visual Basic est la version 6.0, sortie en 1998. Le support étendu Microsoft a pris fin en 2008. À partir de la version 7, le Visual Basic subit des changements substantiels le rapprochant de la plate-forme « dot Net », et qui amènent Microsoft à le commercialiser sous le nom de Visual Basic .NET.

Visual Basic .NET est un langage de programmation à la syntaxe similaire à celle de Visual Basic 6. VB.NET permet de développer en .NET via Visual Studio, sur les systèmes d'exploitation Windows (98, 2000, XP, Vista, 7, 8, 8.1 et 10). Comme tout autre langage de la plateforme .NET, VB.NET est compilé vers le langage intermédiaire CIL.

4.2 Environnement du développement (IDE)

Microsoft Visual Studio est une suite de logiciels de développement pour Windows et MacOs conçue par Microsoft. La dernière version s'appelle Visual Studio 2017.

Visual Studio est un ensemble complet d'outils de développement permettant de générer des applications web ASP.NET, des services web XML, des applications bureautiques et des applications mobiles. Visual Basic, Visual C++, Visual C# utilisent tous le même environnement de développement intégré (IDE), qui leur permet de partager des outils et facilite la création de solutions faisant appel à plusieurs langages. Par ailleurs, ces langages permettent de mieux tirer parti des fonctionnalités du Framework .NET, qui fournit un accès à des technologies clés simplifiant le développement d'applications web ASP et de services web XML grâce à Visual Web Developer.

Visual Studio Community est une version plus complète que Visual Studio Express. Elle équivaut, en matière de fonctionnalités, à Visual Studio Professionnel (version payante). Elle est téléchargeable gratuitement pour les développeurs. Pour les entreprises, elle est disponible jusqu'à cinq utilisateurs pour celles ayant un parc de moins de 250 PC ou un chiffre d'affaires annuel inférieur à un million de dollars. Au-delà, elle reste disponible mais uniquement sous certaines conditions : projets open source, recherches universitaires ou environnement d'apprentissage, c'est cette version qu'on a utilisée pour réaliser notre application.

4.3 Conception du logiciel

4.3.1 Description

L'application est destinée à faire le calcul de la majorité des unités de traitement de l'eau potable que peux contenir une usine de production d'eau, ladite application comporte plusieurs d'outils : générer des mini-rapports et des graphes pour chaque ouvrage, exporter les résultats de dimensionnement vers EXCEL dans le but de pouvoir les personnaliser, elle permet également à l'utilisateur de choisir le type d'ouvrage à dimensionner en fonction de ses besoins.

L'application se subdivise en plusieurs modules relativement indépendants, chacun concerne une étape particulière de la filière de traitement.

4.3.2 Algorithmes de calcul et interfaces graphiques avec exemple de calcul

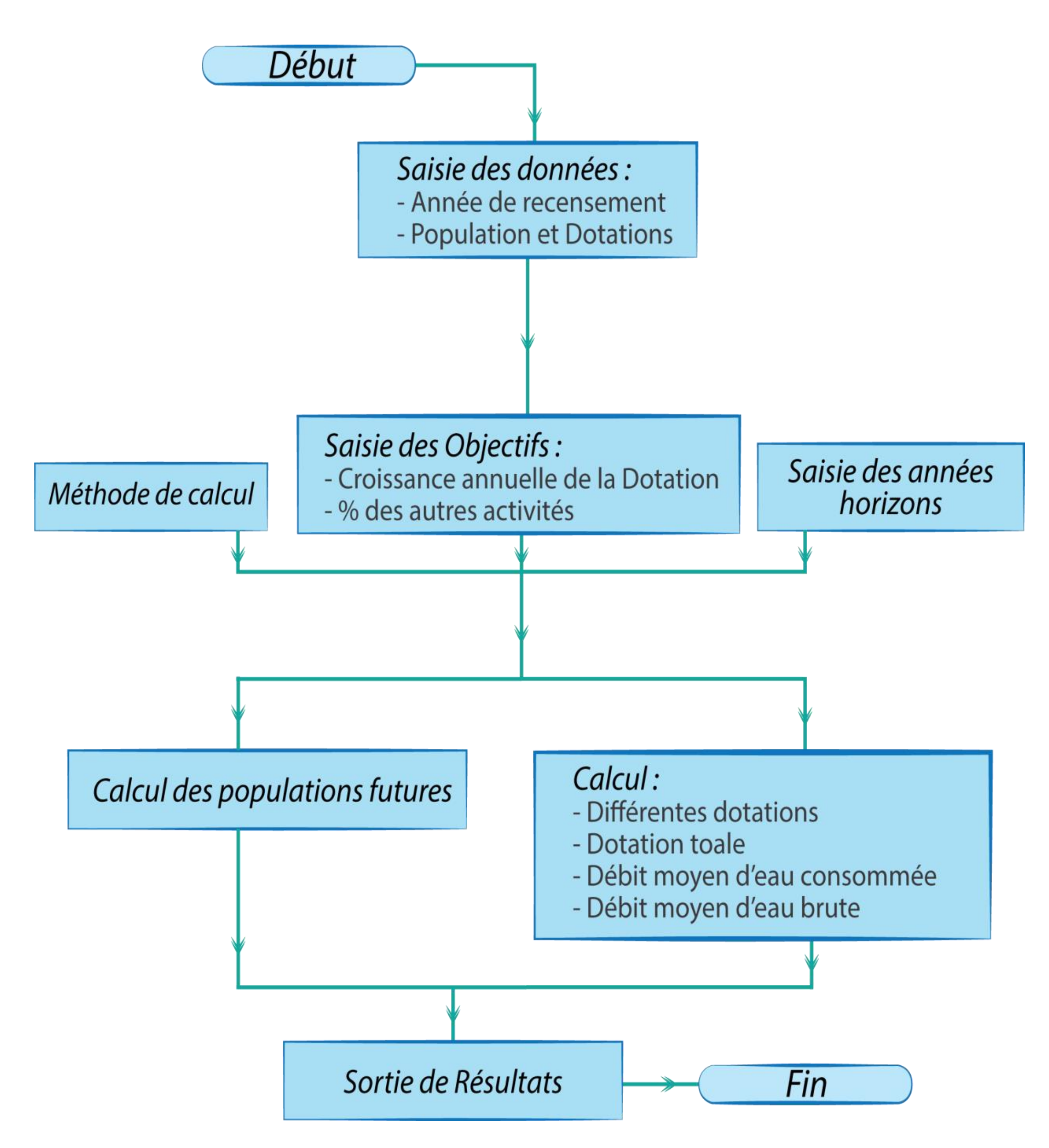


Figure 39 : Algorithme de calcul des besoins en eau

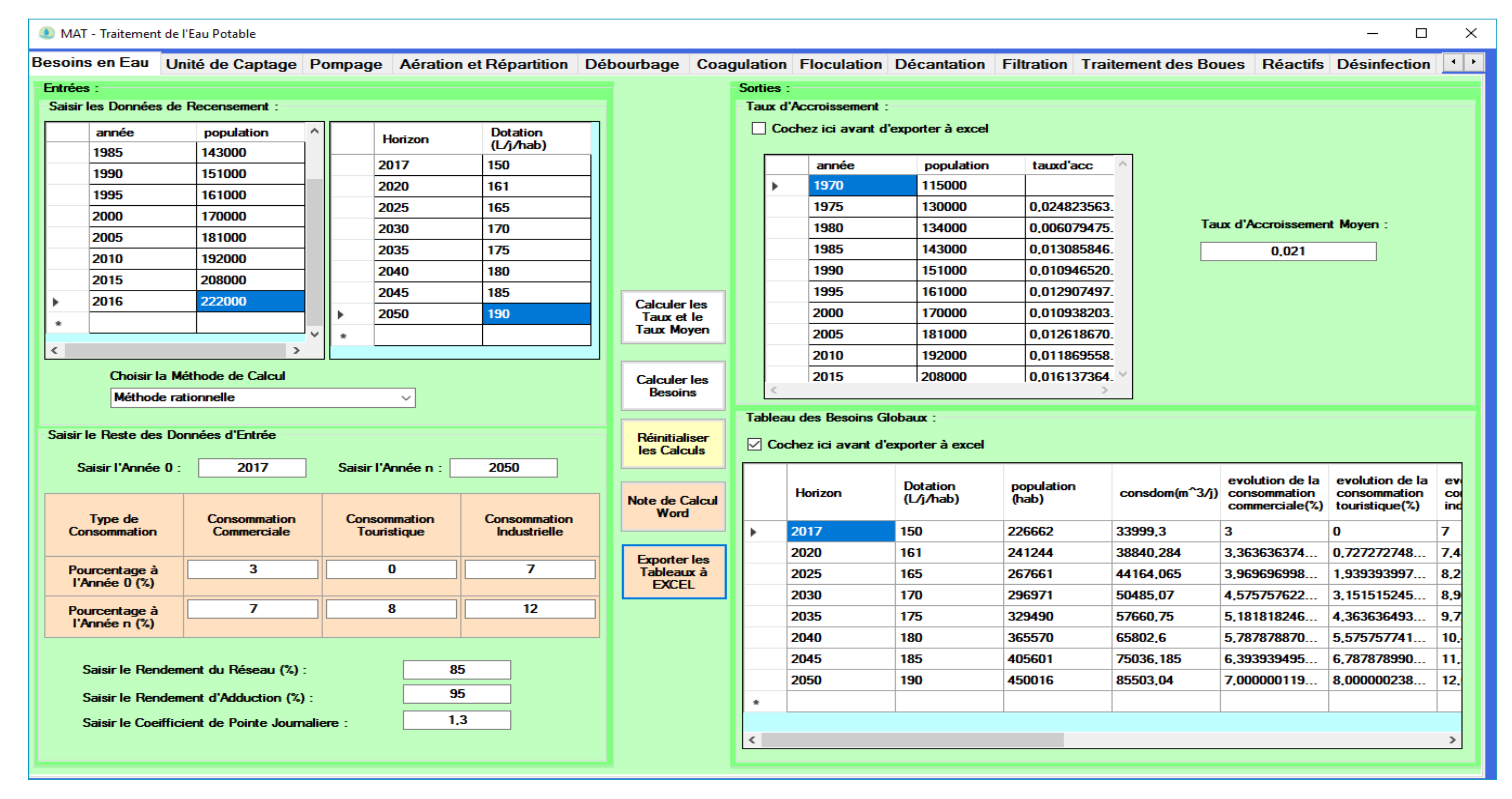


Figure 40 : Interface graphique "Besoins"

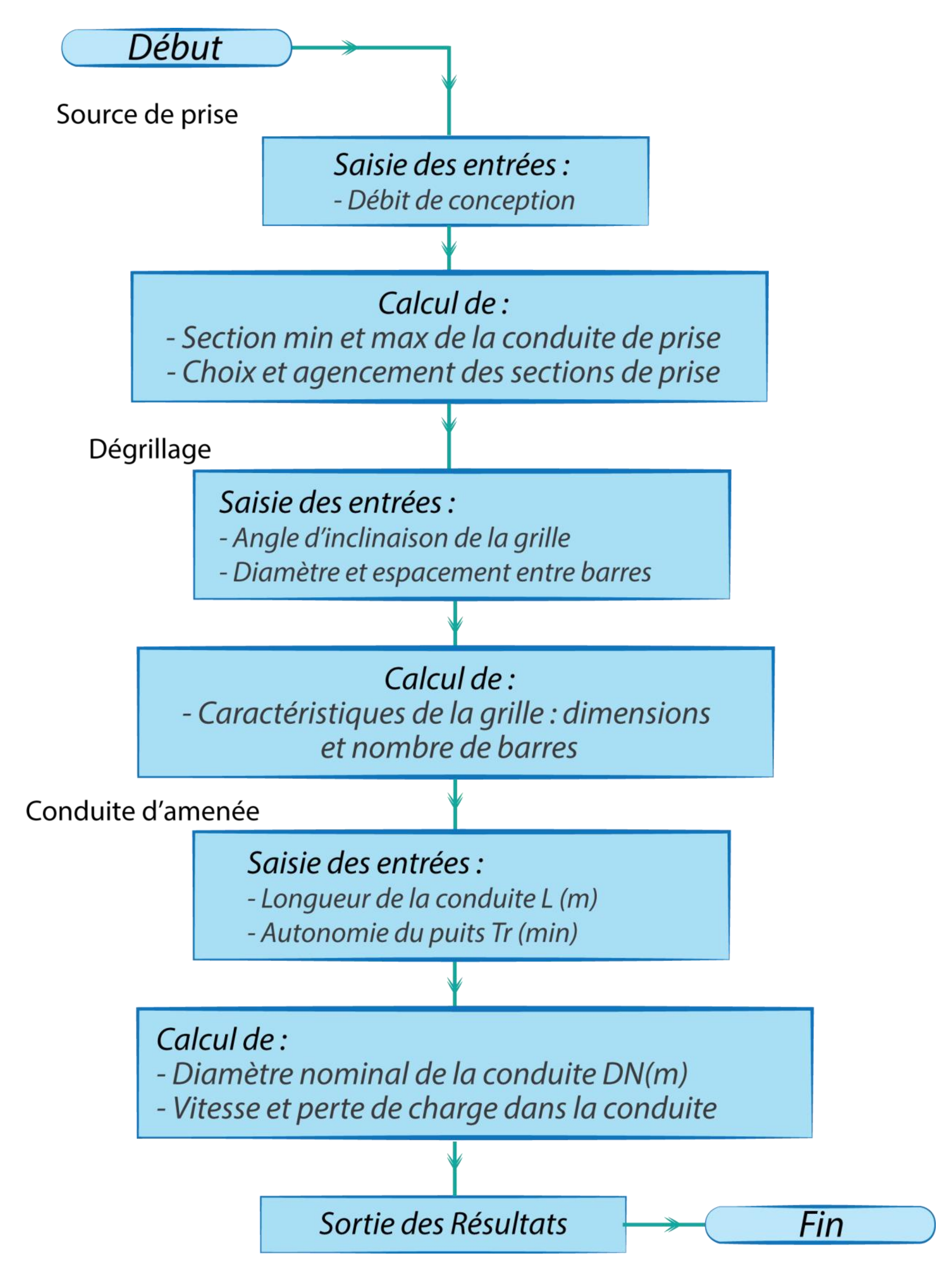


Figure 41 : Algorithme de calcul "Unité de captage"

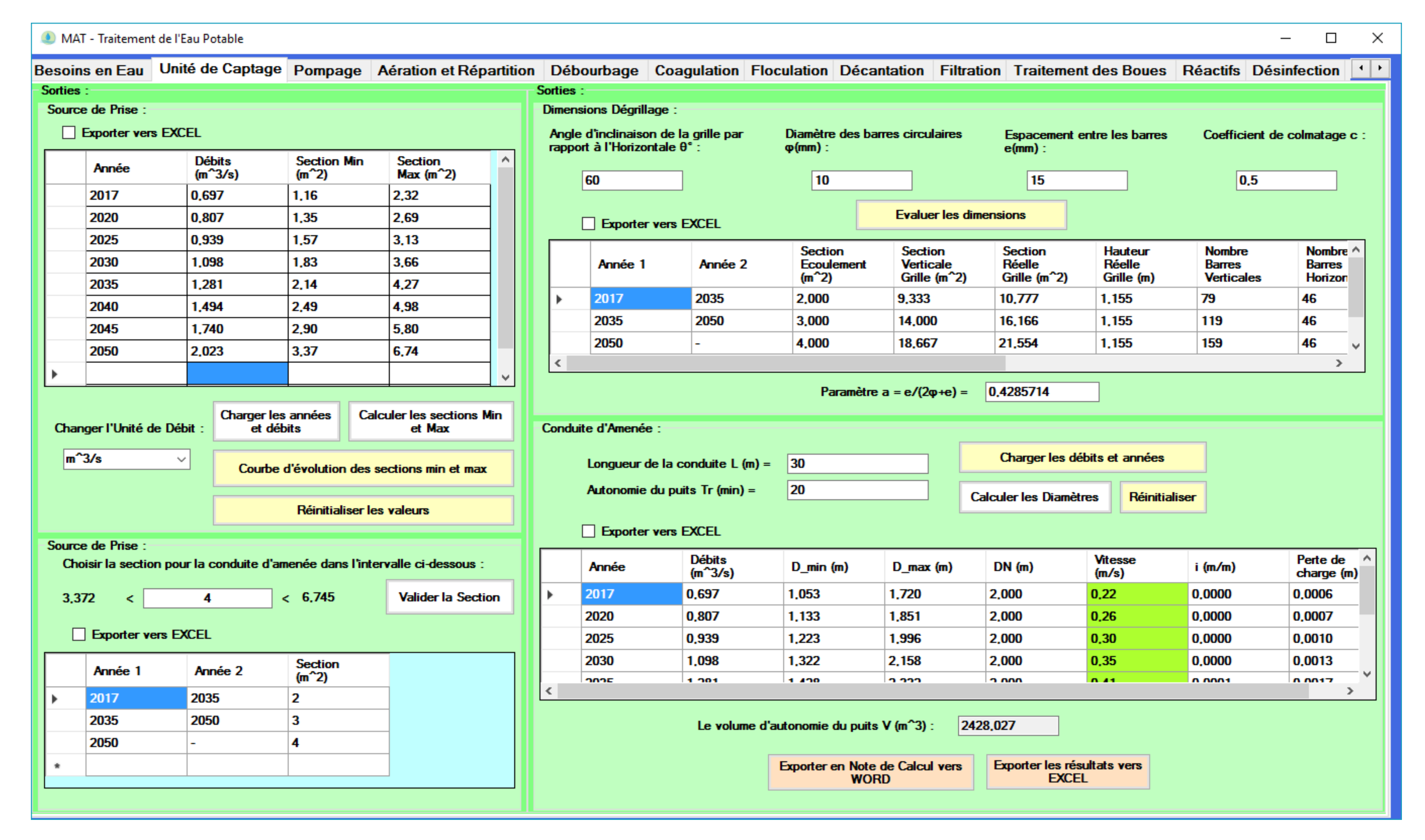


Figure 42 : Interface graphique "Unité de captage"

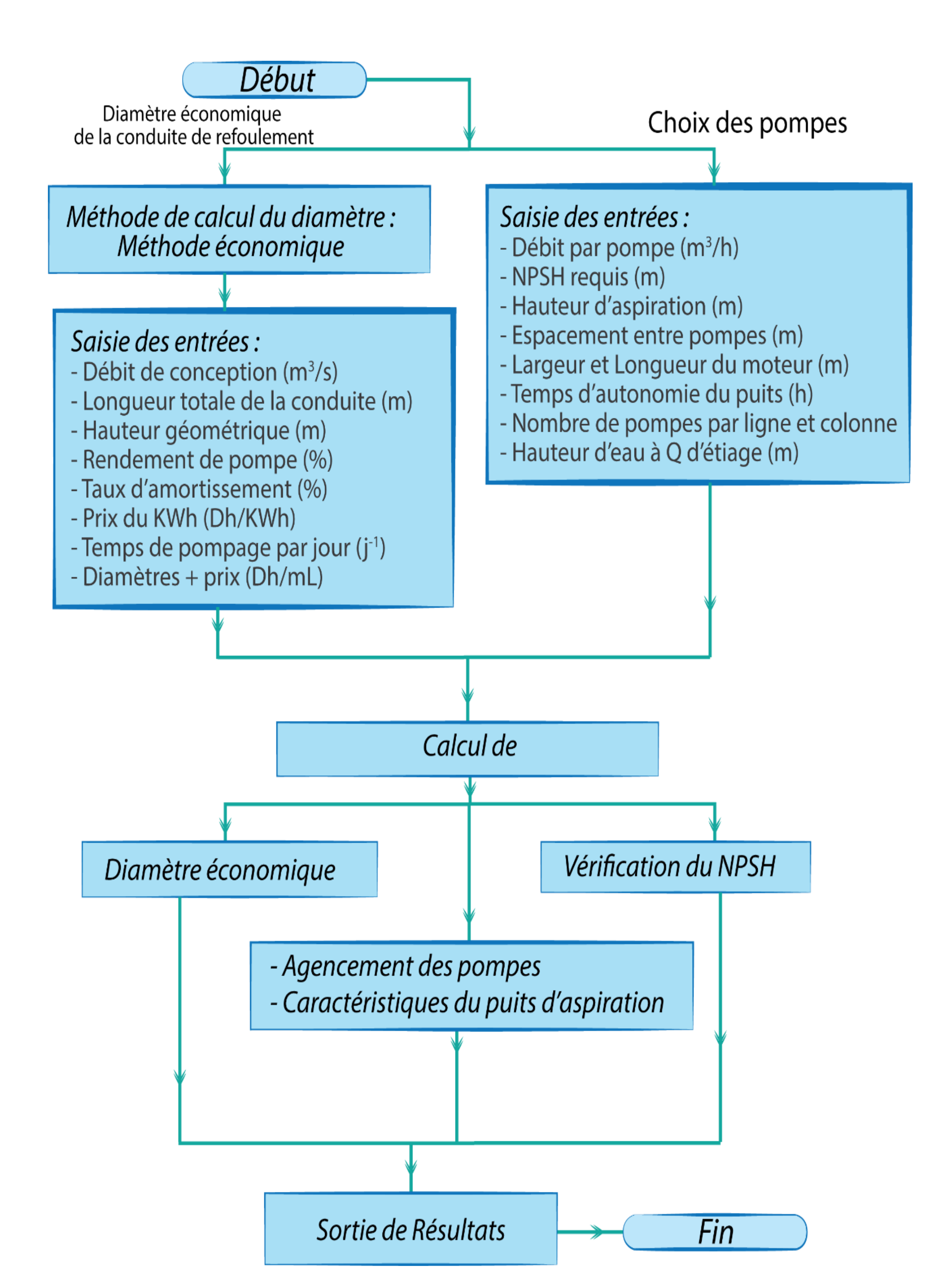


Figure 43 : Algorithme de calcul "Pompage avec méthode de BRESS"

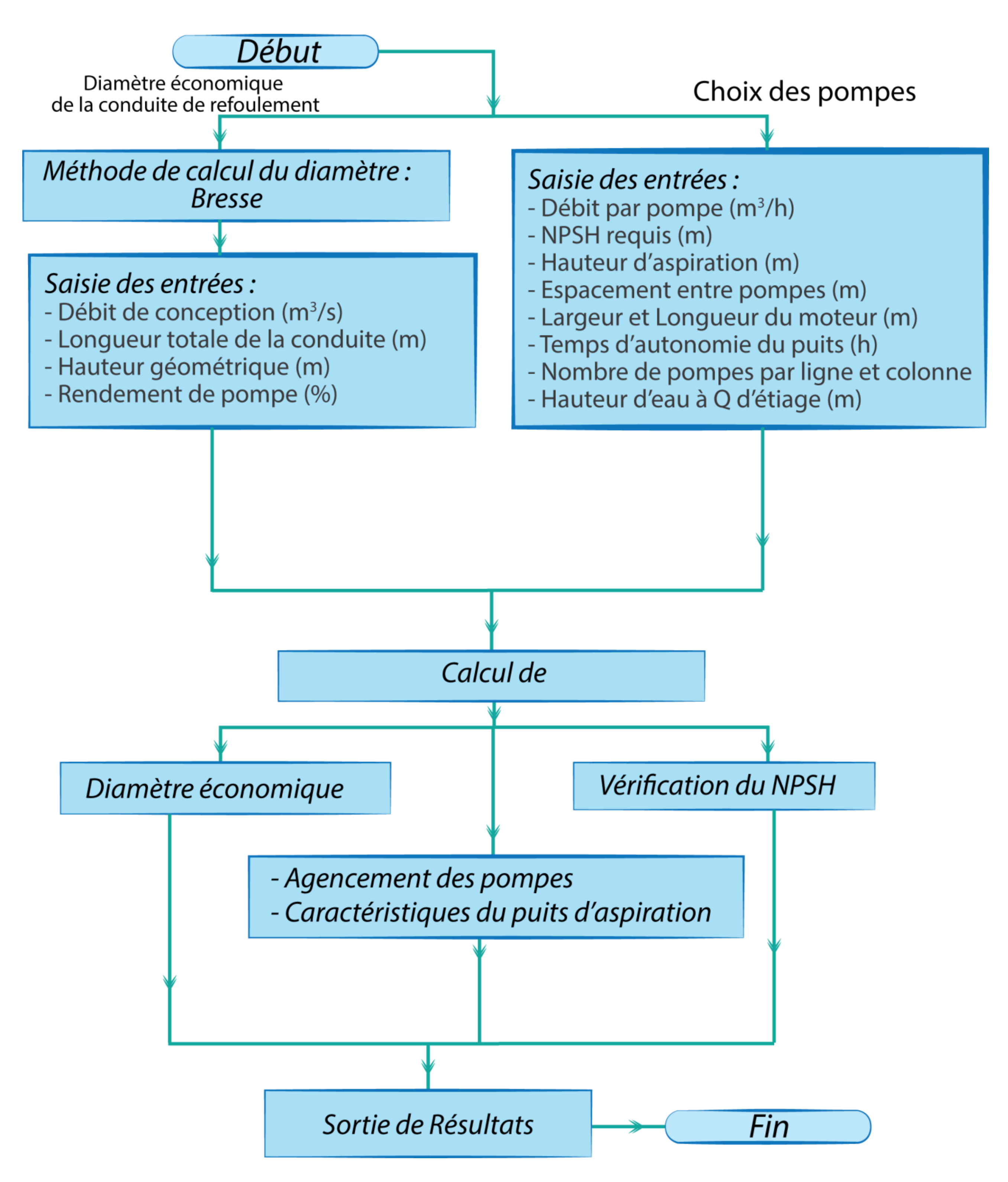


Figure 44: Algorithme de calcul "pompage avec méthode économique"

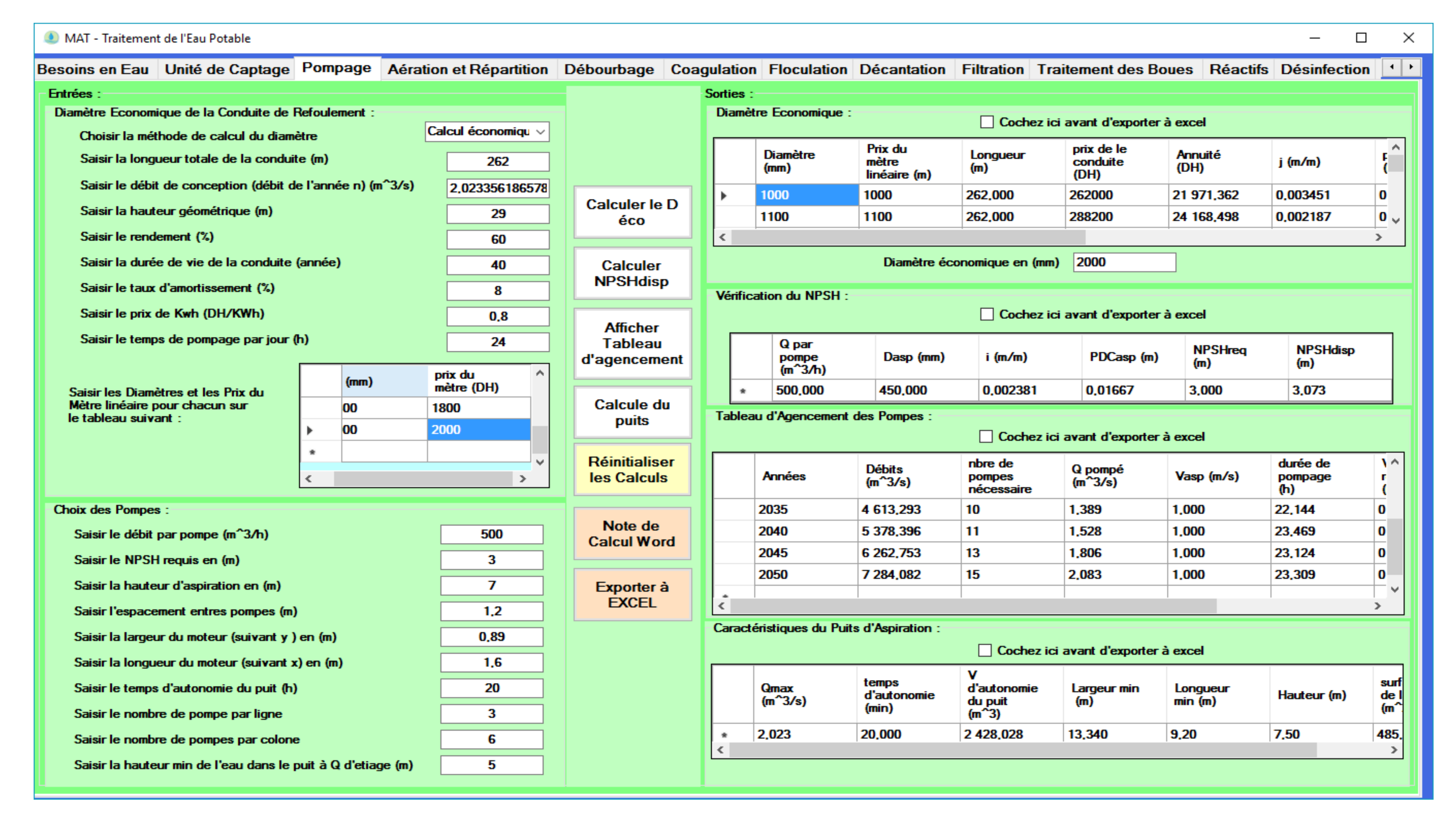


Figure 45 : Interface graphique "Pompage"

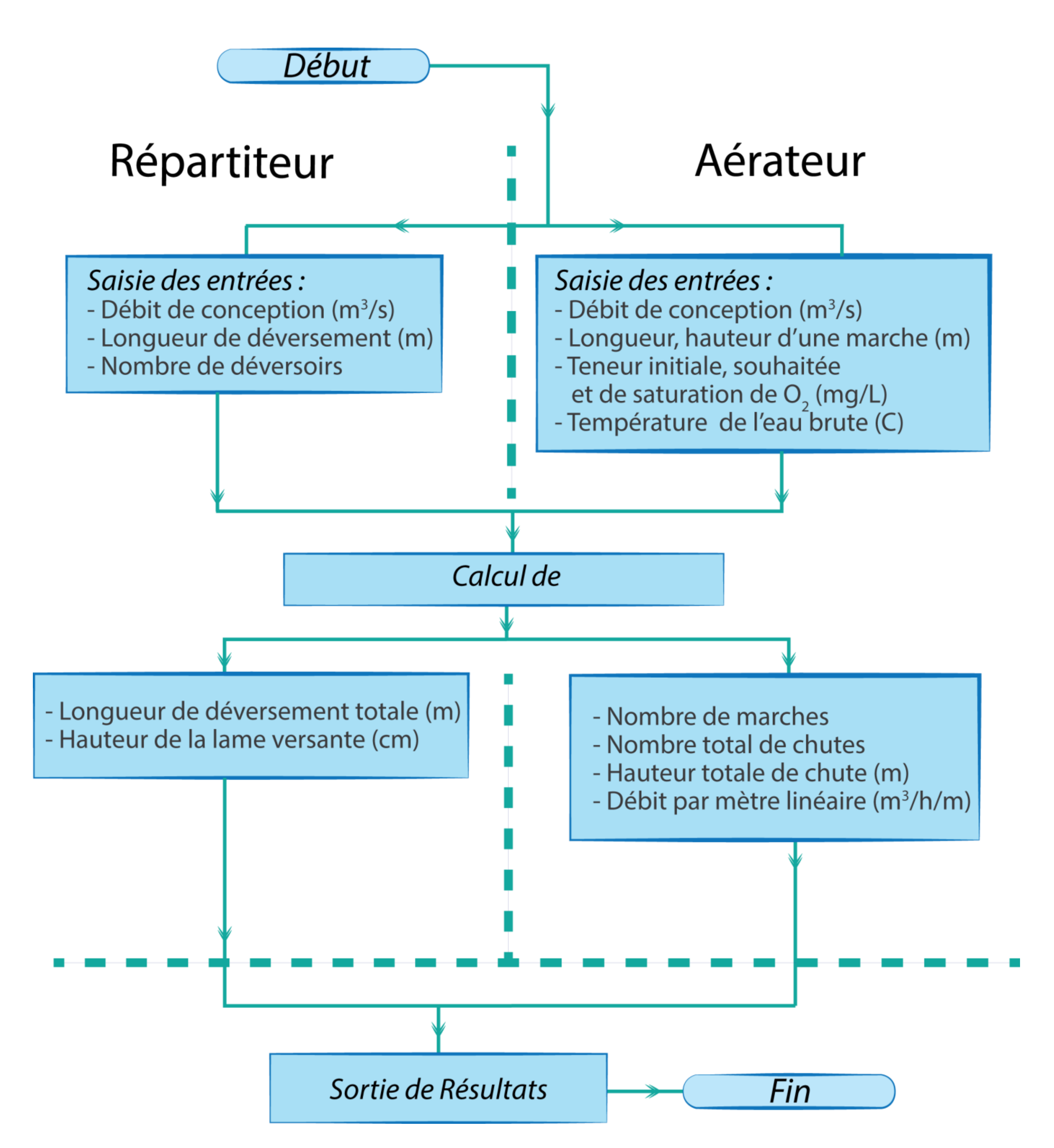


Figure 46 : Algorithme de calcul "Répartition-Aération"

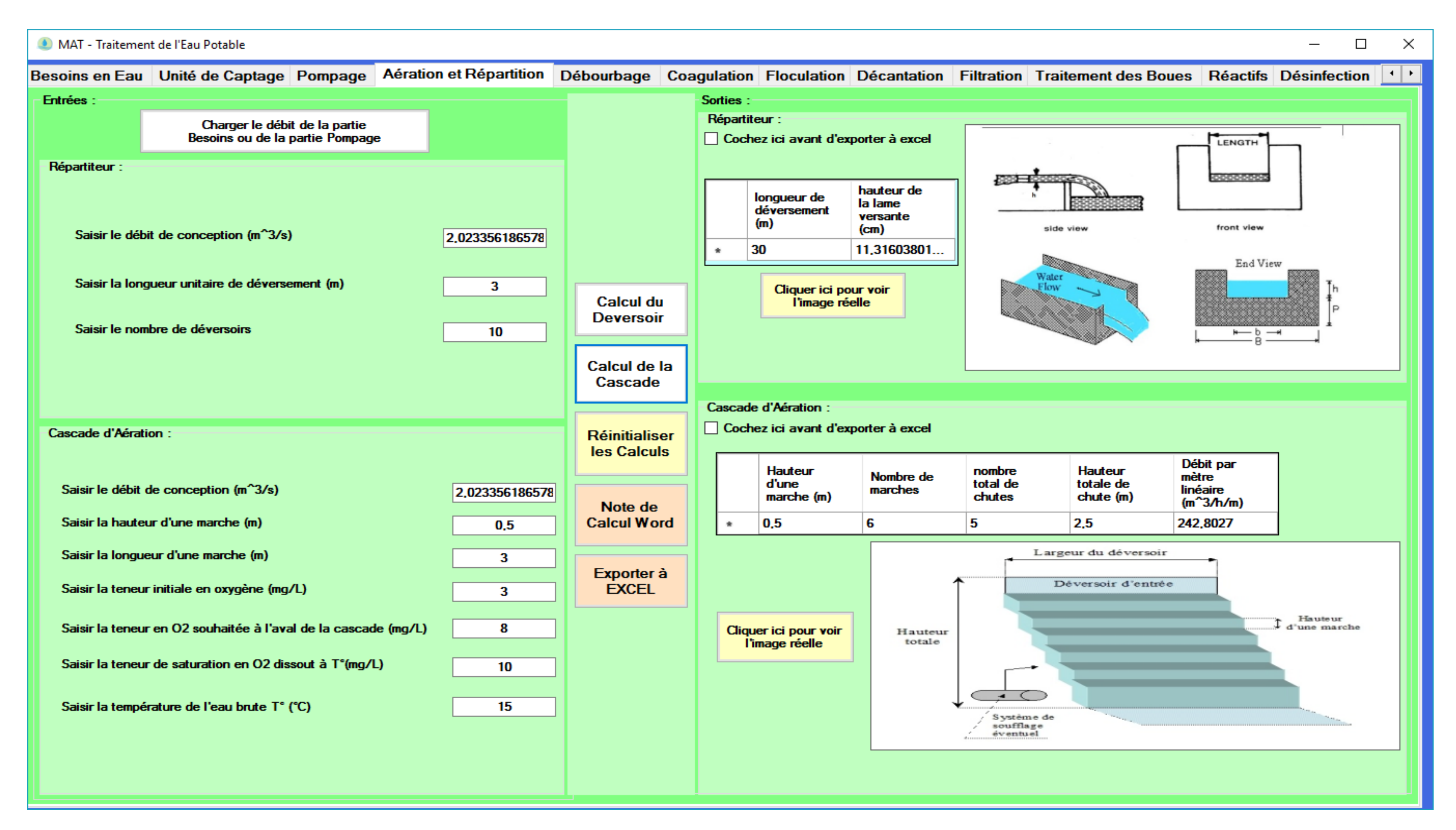


Figure 47 : Interface graphique "Aération-Répartition"

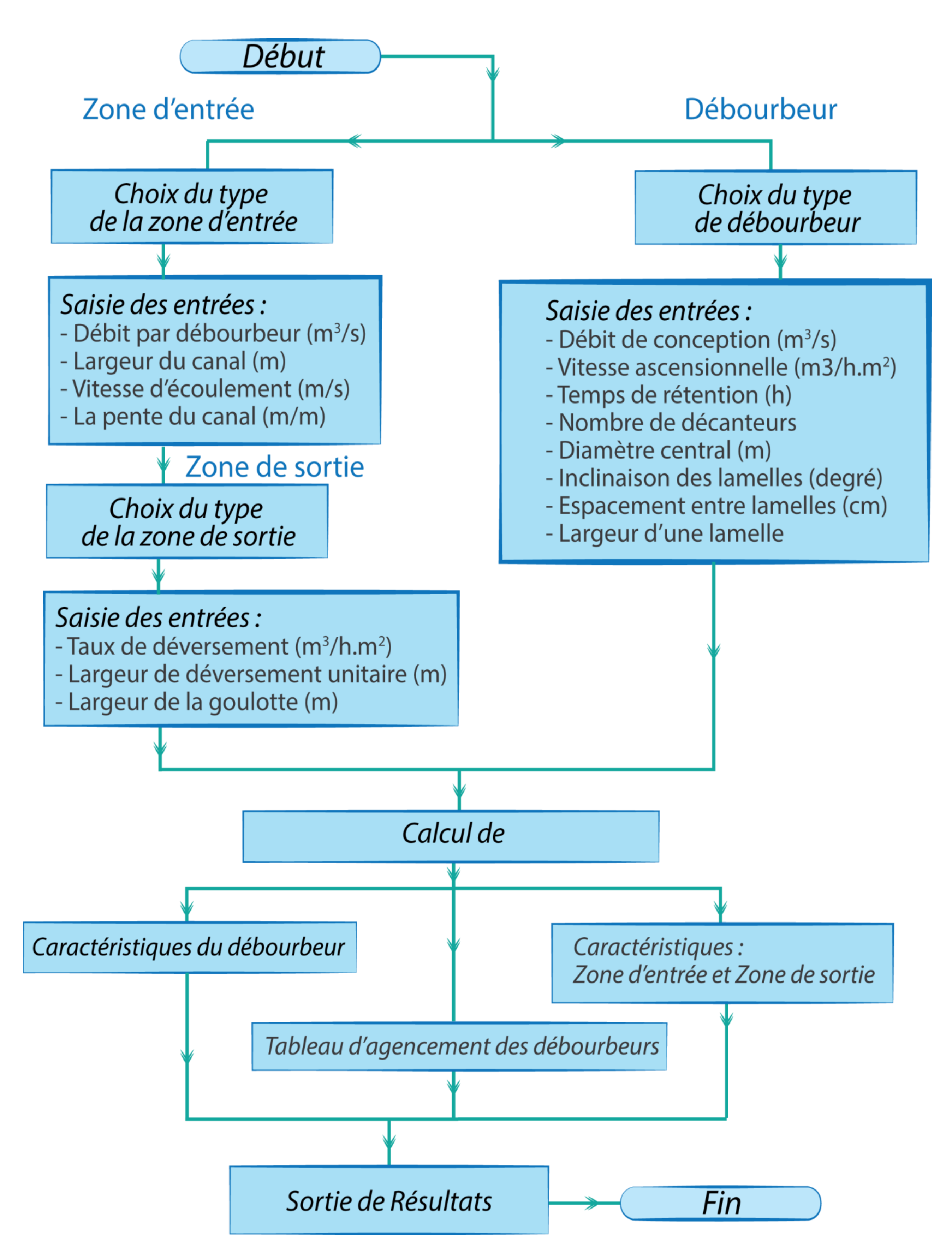


Figure 48 : Algorithme de calcul "Débourbage : Dimensionnement des ouvrages"

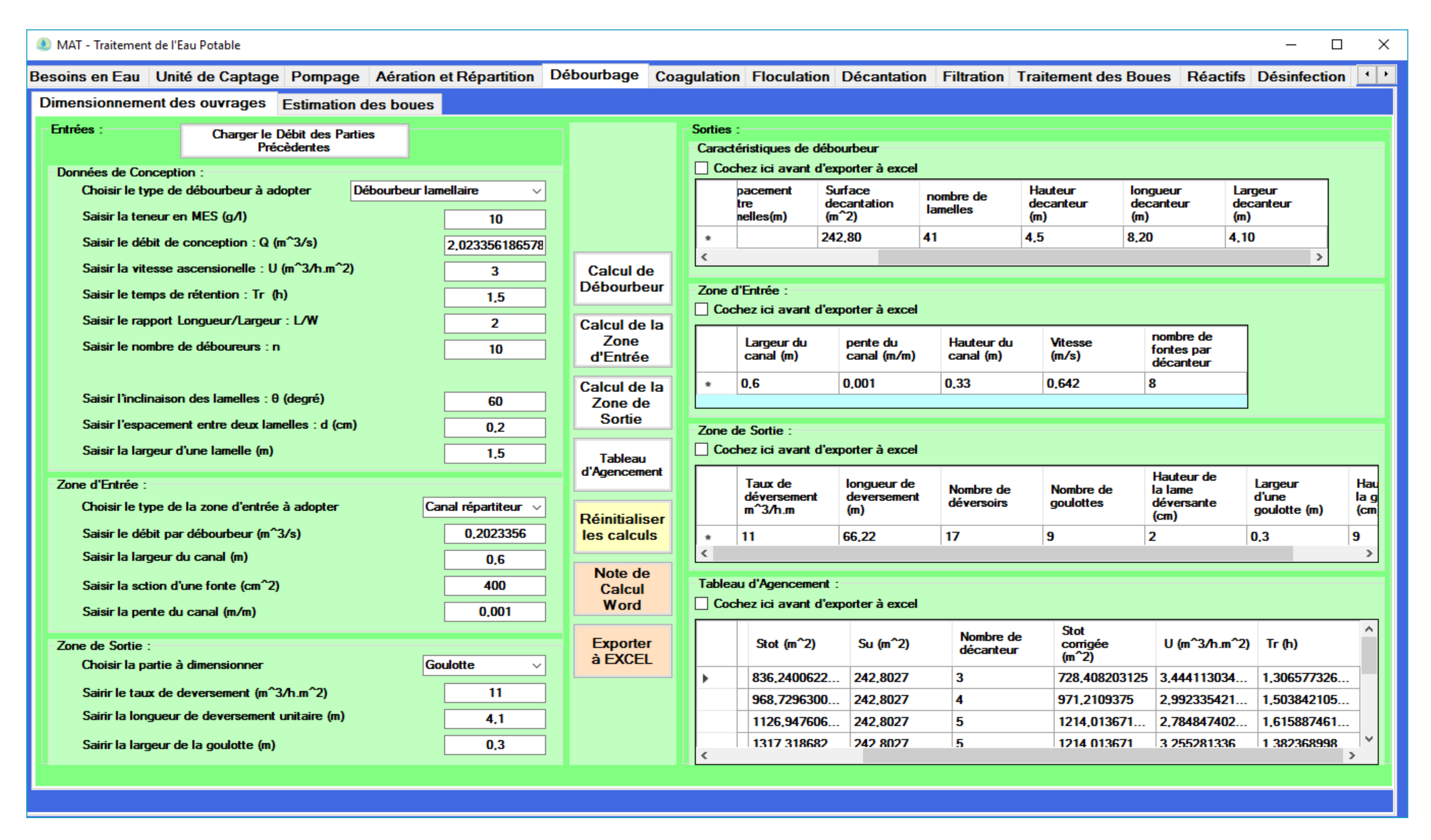


Figure 49 : Interface graphique "Dimensionnement des débourbeurs"

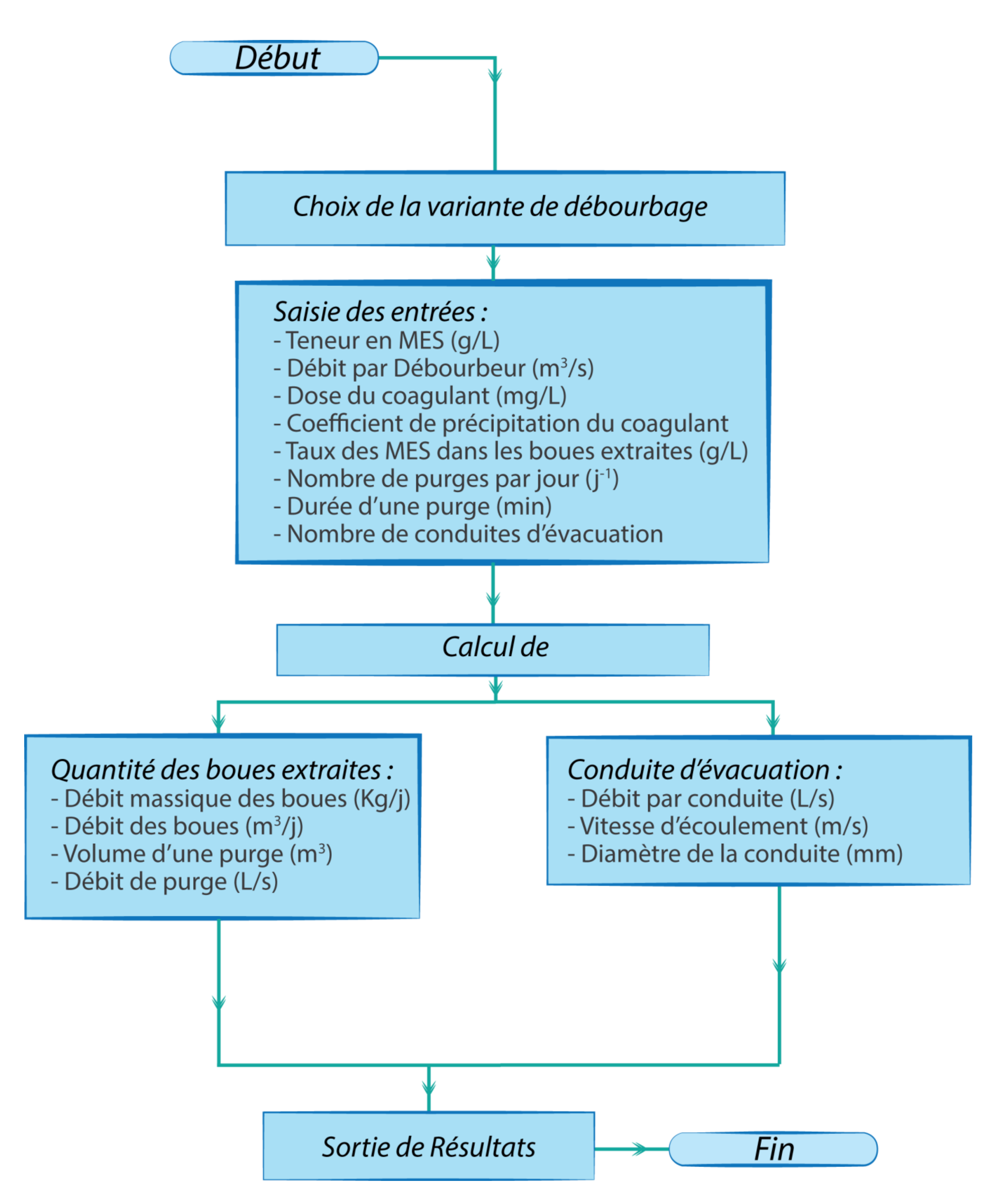


Figure 50 : Algorithme de calcul "Estimation et évacuation des boues de débourbage "

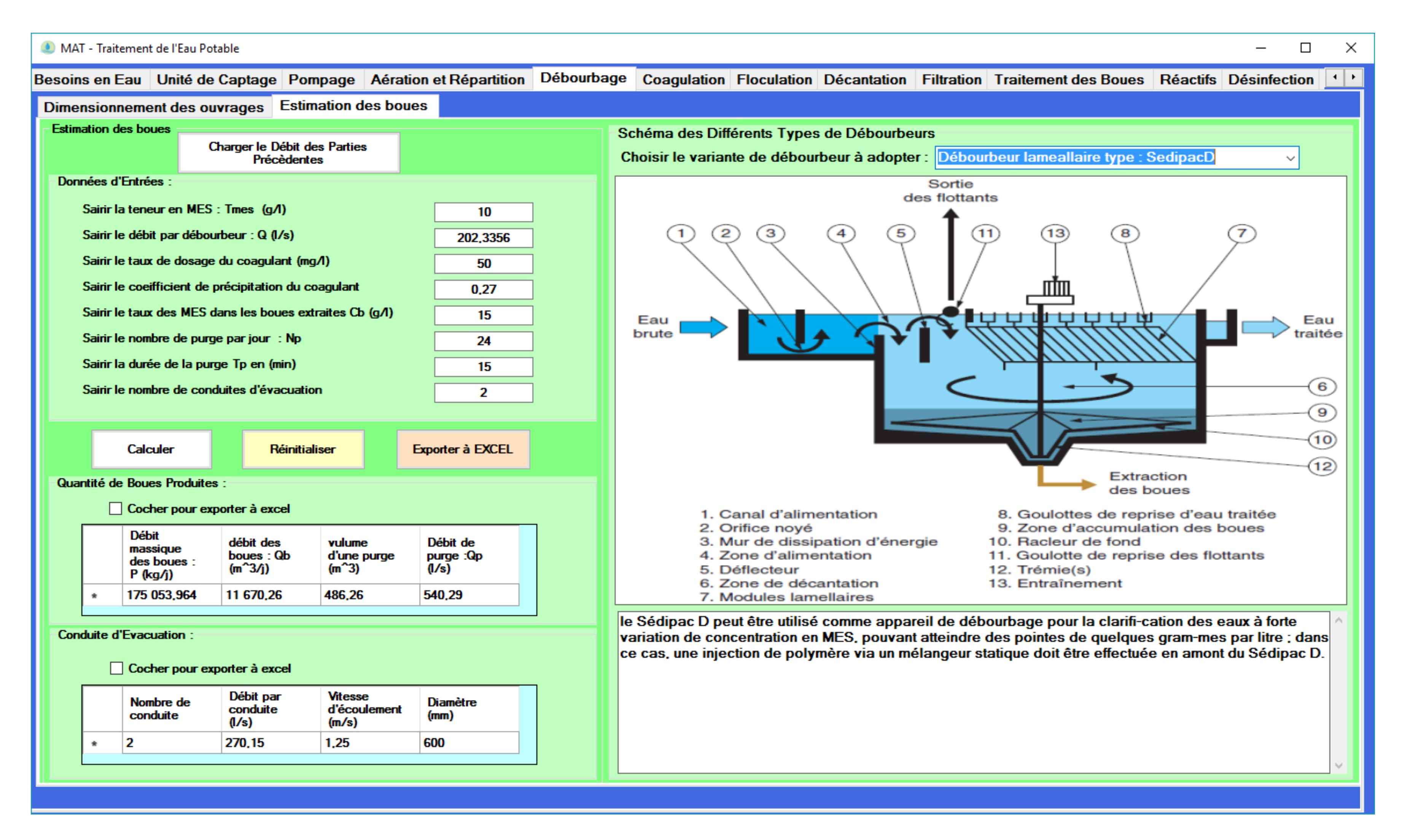


Figure 51 : Interface graphique "Estimation et évacuation des boues de débourbage "

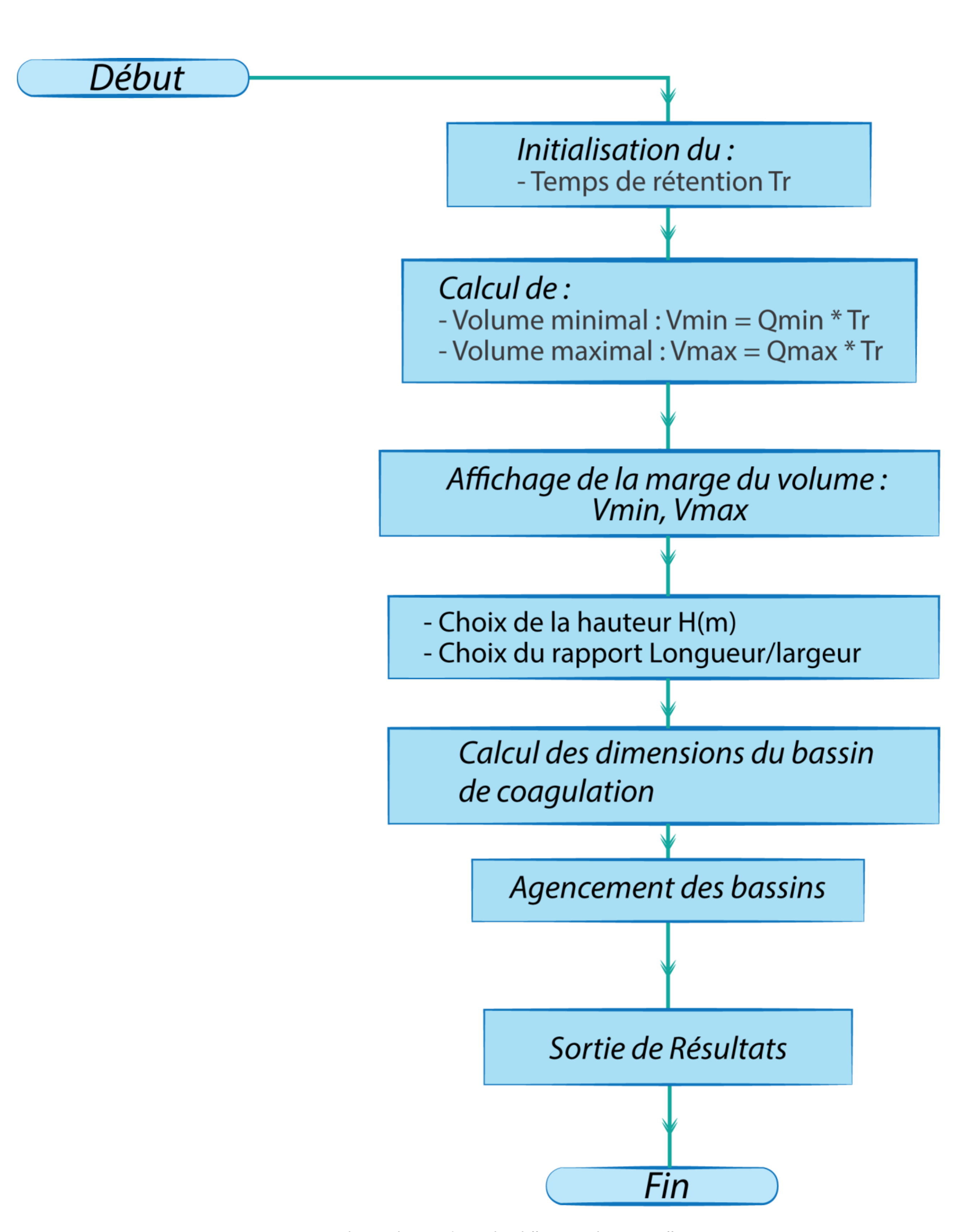


Figure 52 : Algorithme de calcul "coagulation 1"

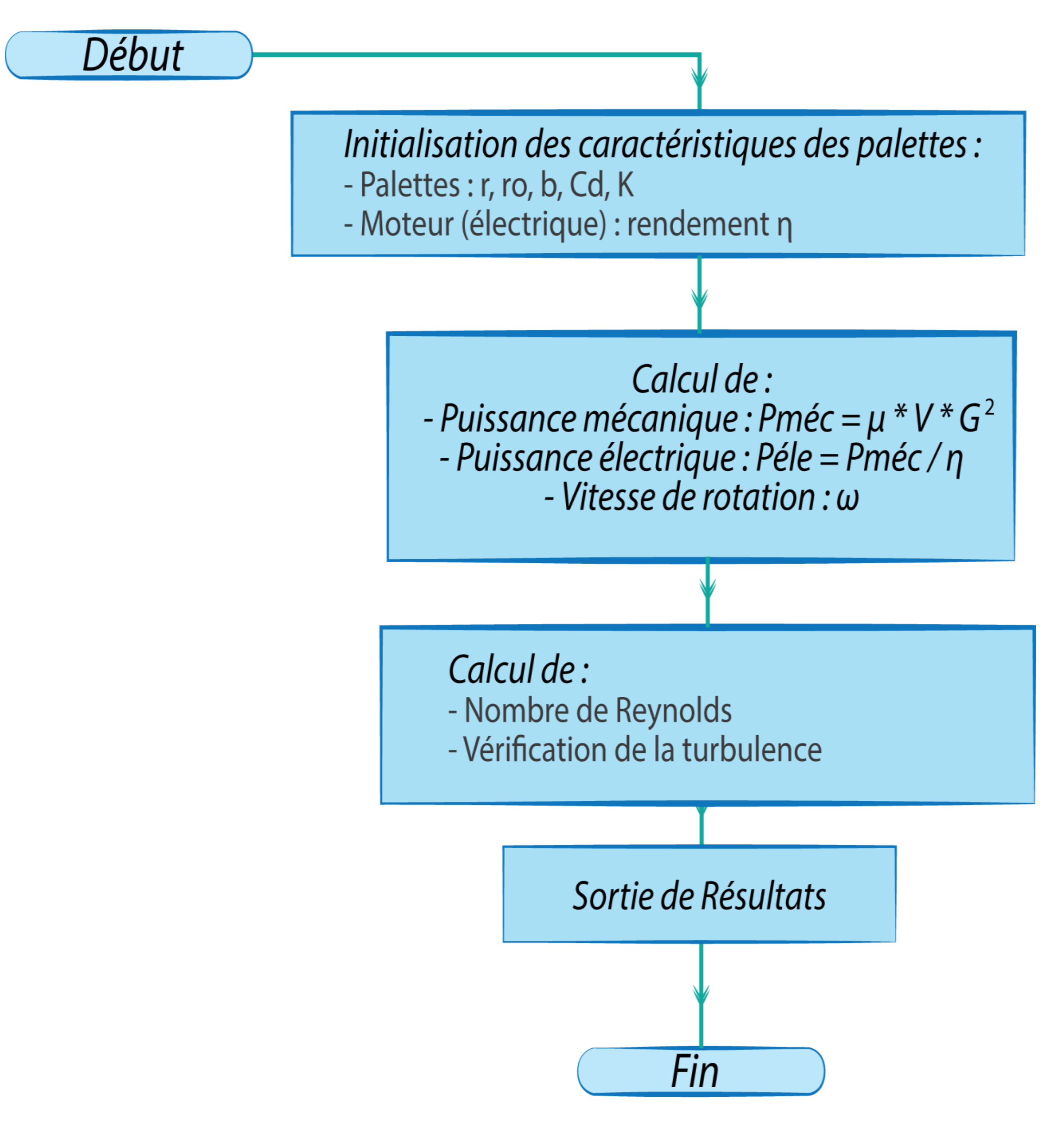


Figure 53 : Figure 52 : Algorithme de calcul "coagulation 2"

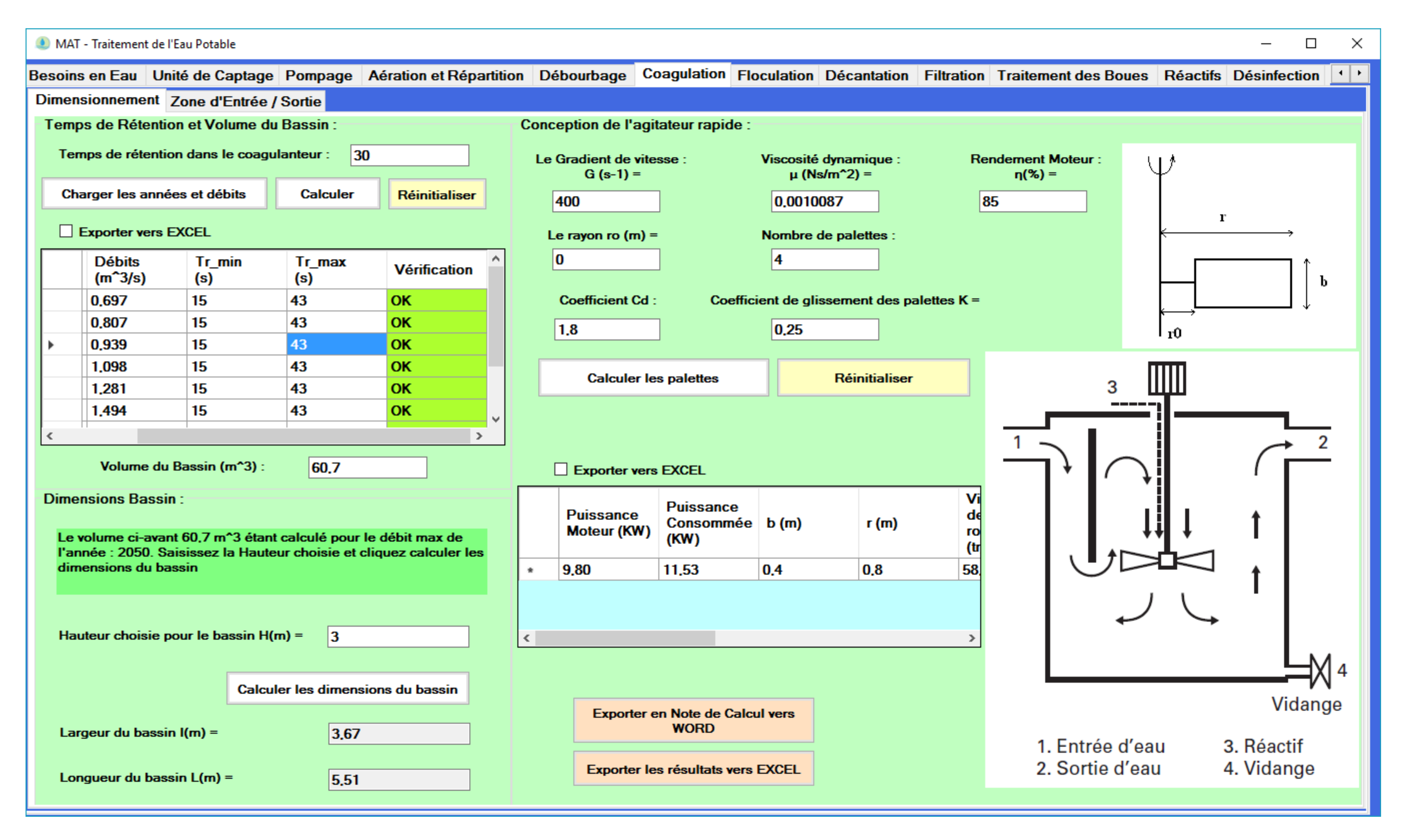


Figure 54 : Interface graphique "Coagulation"

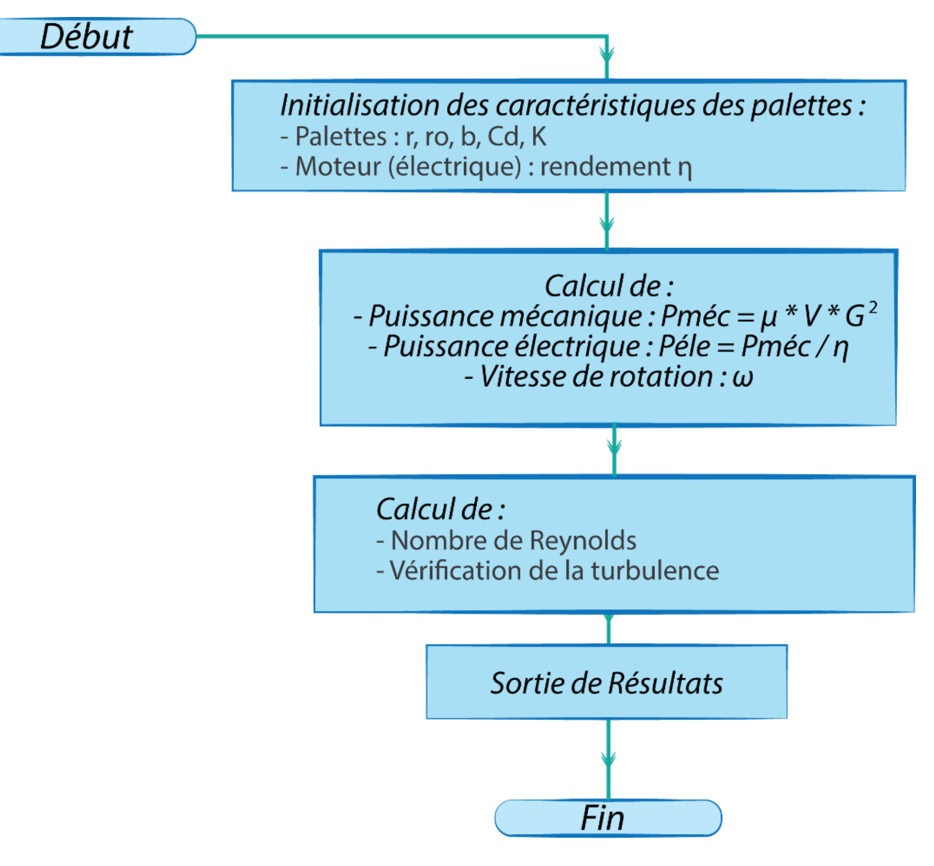


Figure 55 : Algorithme de calcul "Floculation 1"

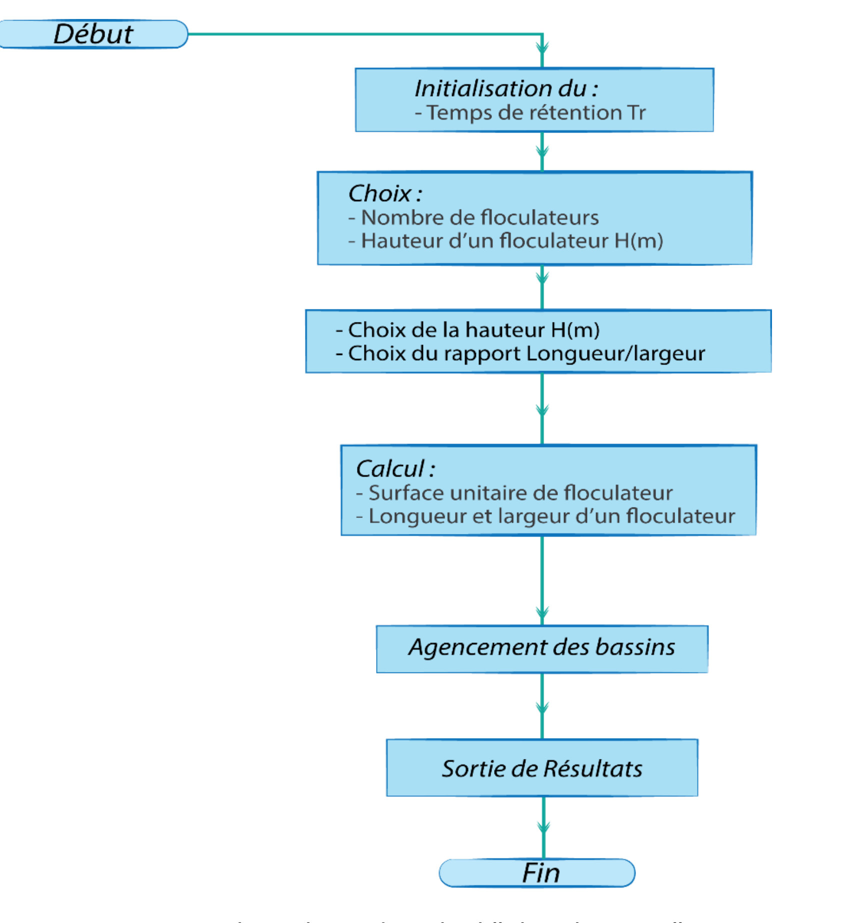


Figure 56 :Algorithme de calcul "Floculation 2"

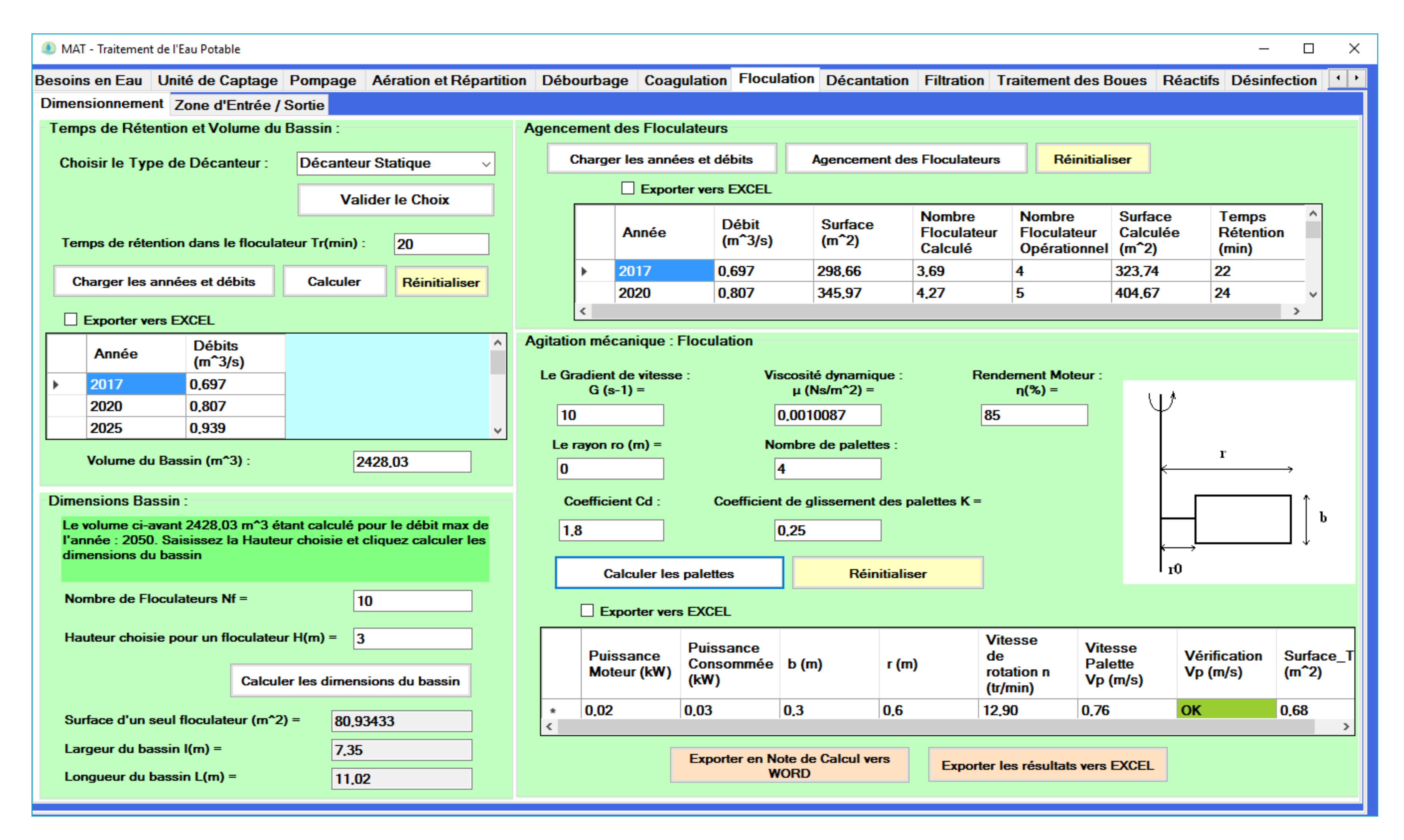


Figure 57 :Interface graphique « Floculation »

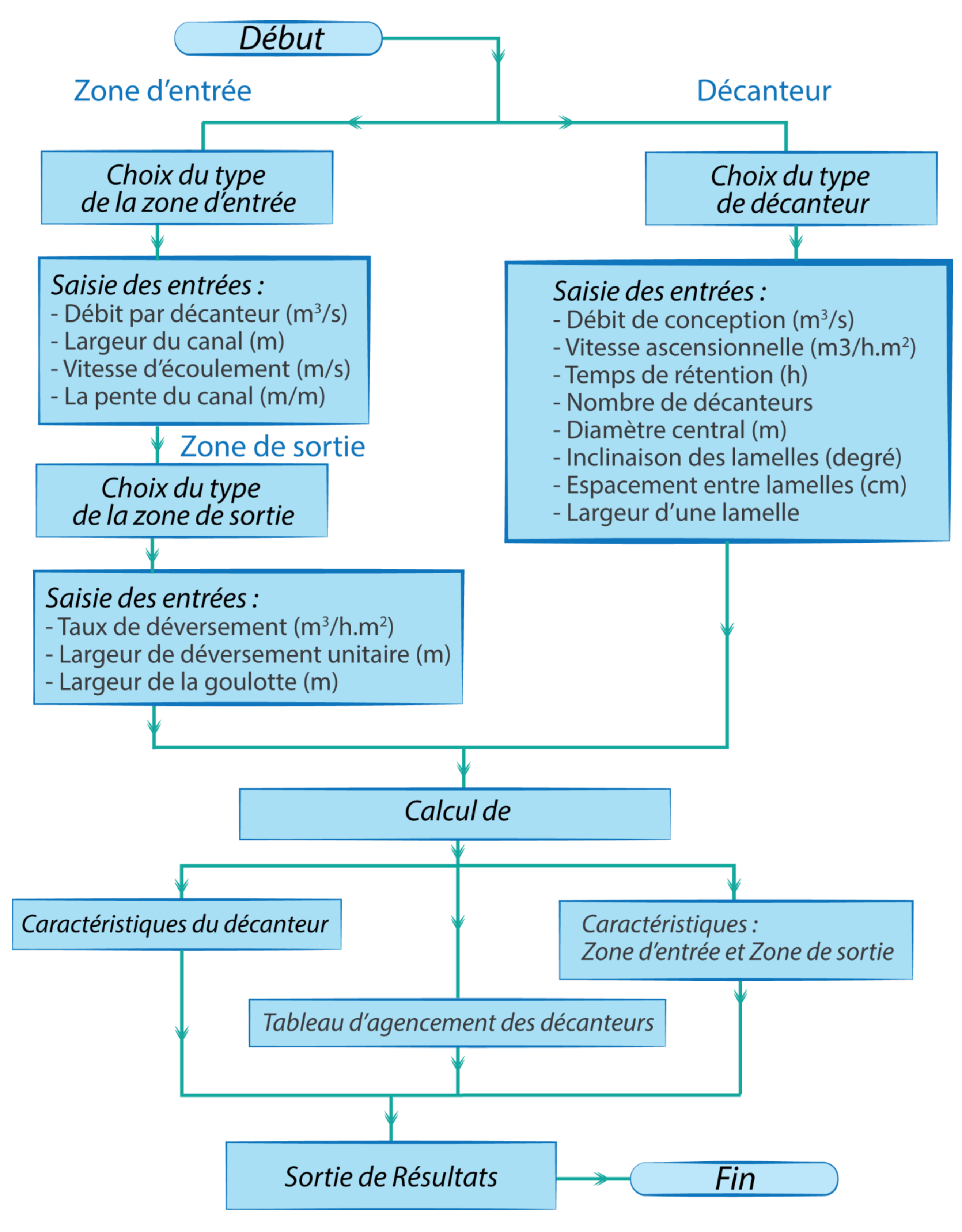


Figure 58 : Algorithme de calcul "Décantation"

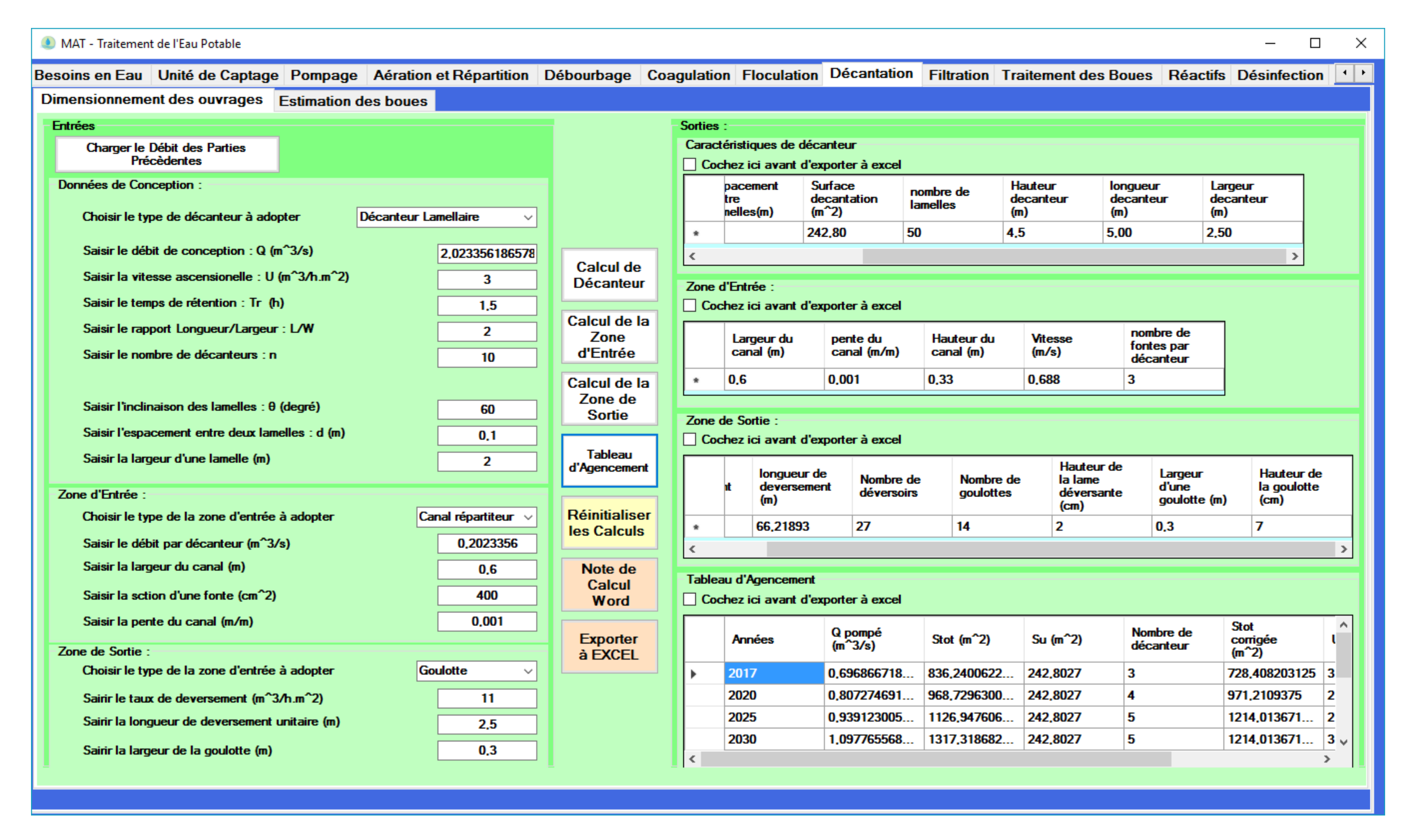


Figure 59 : Interface graphique "Décantation"

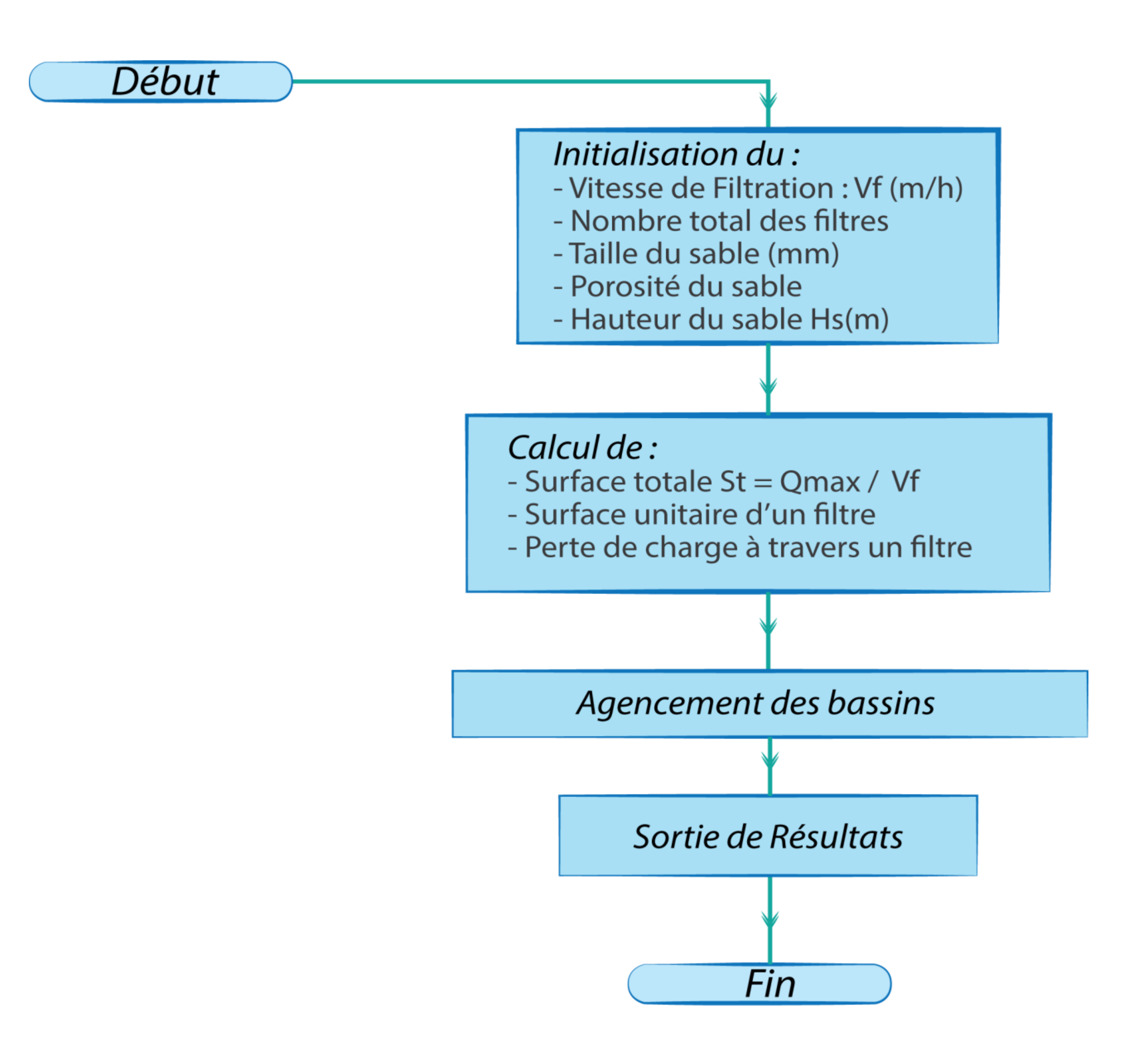


Figure 60 : Algorithme de calcul "Filtration 1"

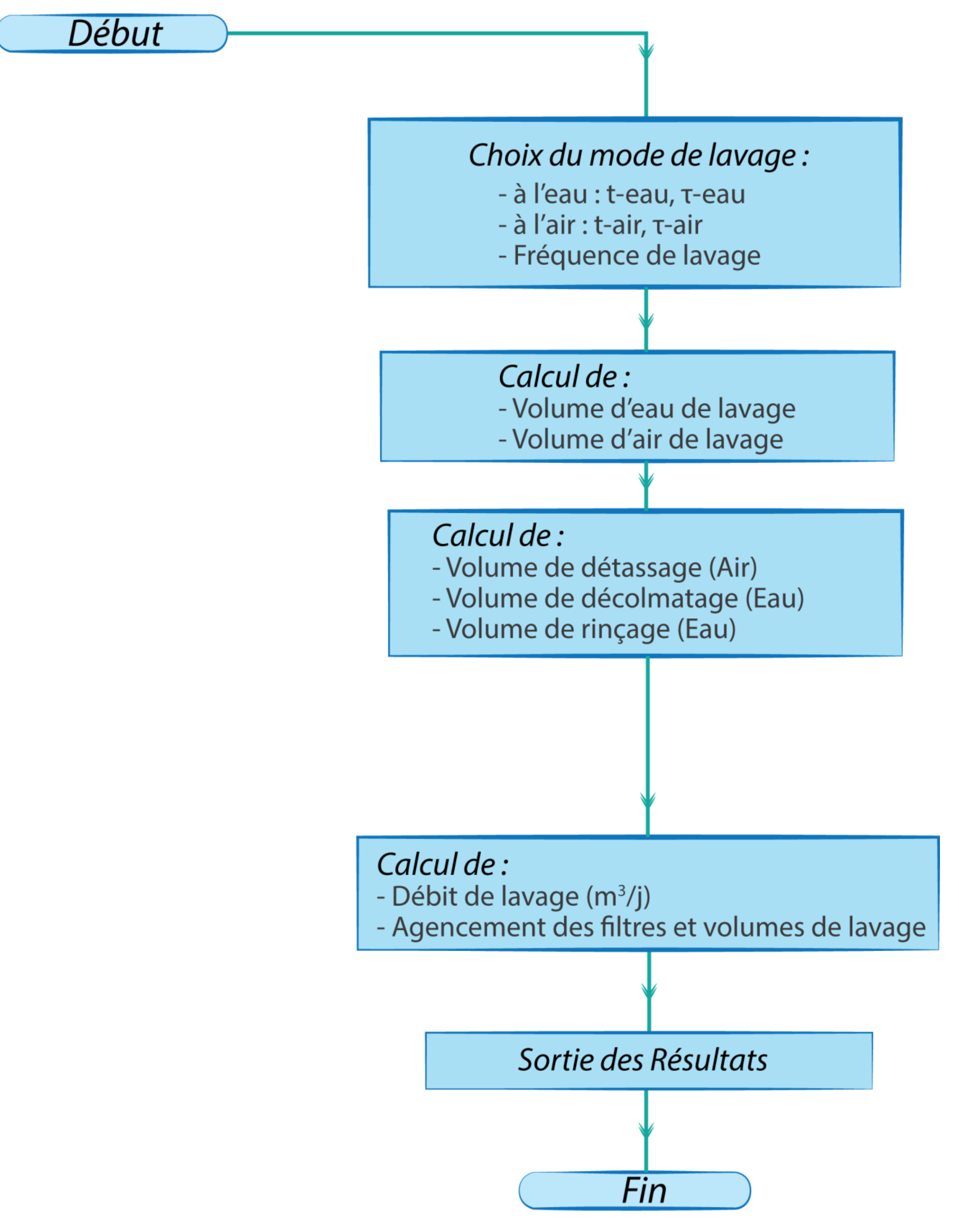


Figure 61 : : Algorithme de calcul "Filtration 2"

MAT - Traitement de l'Eau Potable

Besoins en Eau | Unité de Captage | Pompage | Aération et Répartition | Débourbage | Coagulation | Floculation | Décantation | Filtration | Traitement des Boues | Réactifs | Désinfection

Dimensionnement | Zone d'Entrée

Estimation du nombre des Filtres :

Vitesse de Filtration Vf (m/h) : 5

Nombre Totale de Filtres à l'année : 5

Taille effective du sable d(mm) : 1

Porosité du sable p : 0,3

Hauteur du sable Hs (m) : 0,8

Charger les années et débits | Calculer | Réinitialiser

☐ Exporter vers EXCEL

Année	Débit (m^3/h)	Surface Filtres (m^2)	Nombre Filtres
2017	2 508,720	501,744	2,00
2020	2 906,189	581,2378	2,00
2025	3 380,843	676,1686	3,00

Surface Unitaire d'un Filtre (m^2) : 291,36

Surface Totale des Filtres (m^2) : 1456,82

Perte de Charge à travers le Filtre : 15,42

Lavage des Filtres :

	Durée de Lavage T (min) :	Taux de Lavage t (m^3/h/m^2)
Détassage à l'Air Seul :	3	44
Décolmatage à l'Eau Seule	5	11
Rinçage à l'Eau Seule	6	22

Fréquence de Lavage f (/j) : 2

Charger les années et débits | Calculer le Volume de Lavage | Réinitialiser

☐ Exporter vers EXCEL

Année	Débit (m^3/h)	Nombre Filtres	Volume Totale de Lavage (Air+Eau) (m^3)	Débit de Lavage (m^3/j)
2017	2 508,720	2,00	3632,288	87174,91
2020	2 906,189	2,00	3632,288	87174,91
2025	3 380,843	3,00	5448,432	196143,6

Volume d'Air nécessaire au Détassage d'un Filtre (m^3) : 640,991967773438

Volume d'Eau nécessaire au Décolmatage d'un Filtre (m^3) : 267,079986572266

Volume d'Eau nécessaire au Rinçage d'un Filtre (m^3) : 640,991967773438

Volume d'Eau nécessaire pour Balayer la Surface d'un Filtre (m^3) : 267,079986572266

Volume Totale (Eau+Air) de Lavage / Filtre (m^3) : 1816,144

Exporter en Note de Calcul vers WORD | Exporter les résultats vers EXCEL

Figure 62 : Interface graphique "Filtration"

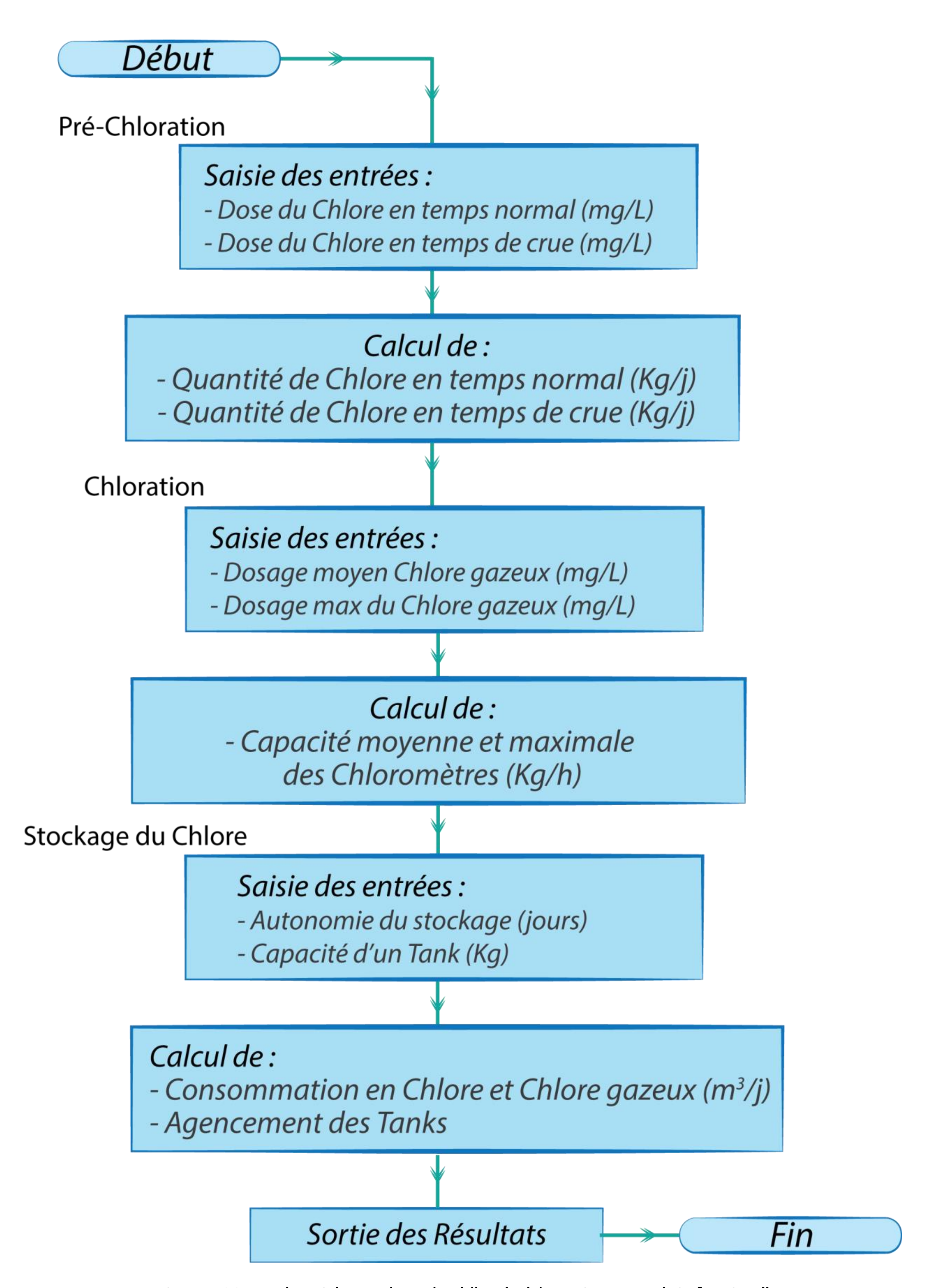


Figure 63 : : Algorithme de calcul "Pré chloration et Désinfection"

MAT - Traitement de l'Eau Potable

Besoins en Eau | Unité de Captage | Pompage | Aération et Répartition | Débourbage | Coagulation | Floculation | Décantation | Filtration | Traitement des Boues | Réactifs | Désinfection

Désinfection

Pré-Chloration :

☐ Débit Constant Q

Débit constant Q (m^3/h) :

Dose du Chlore en temps normal (mg/l) : 5

Dose du Chlore en temps de crue (mg/l) : 10

Charger les années et débits | Calculer | Réinitialiser

☐ Exporter vers EXCEL

Année	Débit (m^3/h)	Volume Journalier d'Eau (m^3)	Quantité Chlore Temps Normal (Kg/j)	Quantité Chlore Temps de Crue (Kg/j)
2017	2 508,720	60209,29	301,05	602,09
2020	2 906,189	69748,53	348,74	697,49
2025	3 380,843	81140,23	405,70	811,40

Chlore Gazeux :

Dosage moyen du Chlore Gazeux (mg/l) : 2

Dosage maximal du Chlore Gazeux (mg/l) : 2

Charger les années et débits | Calculer | Réinitialiser

☐ Exporter vers EXCEL

Année	Rendement(Adduction) x Débit (m^3/h)	Capacité Moyenne des Chloromètres (Kg/h)	Capacité Max des Chloromètres (Kg/h) :
2017	2 383,284	4 766,57	4 766,57
2020	2 760,879	5 521,76	5 521,76
2025	3 211,801	6 423,60	6 423,60

Stockage Chlore (Tank) :

Autonomie du Stockage (jour) : 90

Capacité d'un Tank (Kg) : 1000

Charger les années et débits | Calculer | Réinitialiser

☐ Exporter vers EXCEL

Année	Débit (m^3/j)	Consommation en Chlore - Préchloration (Kg)	Rendement(Ad x Débit (m^3/j)	Consommation en Chlore - Désinfection (Kg)	Consommati Totale en Chlore (Kg)
2017	60 209,284	27 094,18	57 198,82	10 295,79	37 389,96
2020	69 748,533	31 386,84	66 261,11	11 927,00	43 313,84
2025	81 140,228	36 513,10	77 083,22	13 874,98	50 388,08

Bassin de Chloration (à Chicane) :

Temps de contact dans le bassin (min) : 30

Hauteur du bassin à adopter (m) : 3

Calculer les Dimensions du Bassin de Chloration

Volume du bassin de Chloration (m^3) : 3459,939

Longueur du bassin à adopter (m) : 48,03

Largeur du bassin à adopter (m) : 24,01

Exporter les résultats vers EXCEL | Exporter en Note de Calcul vers WORD

Figure 64 : Interface graphique "Désinfection et pré chloration"

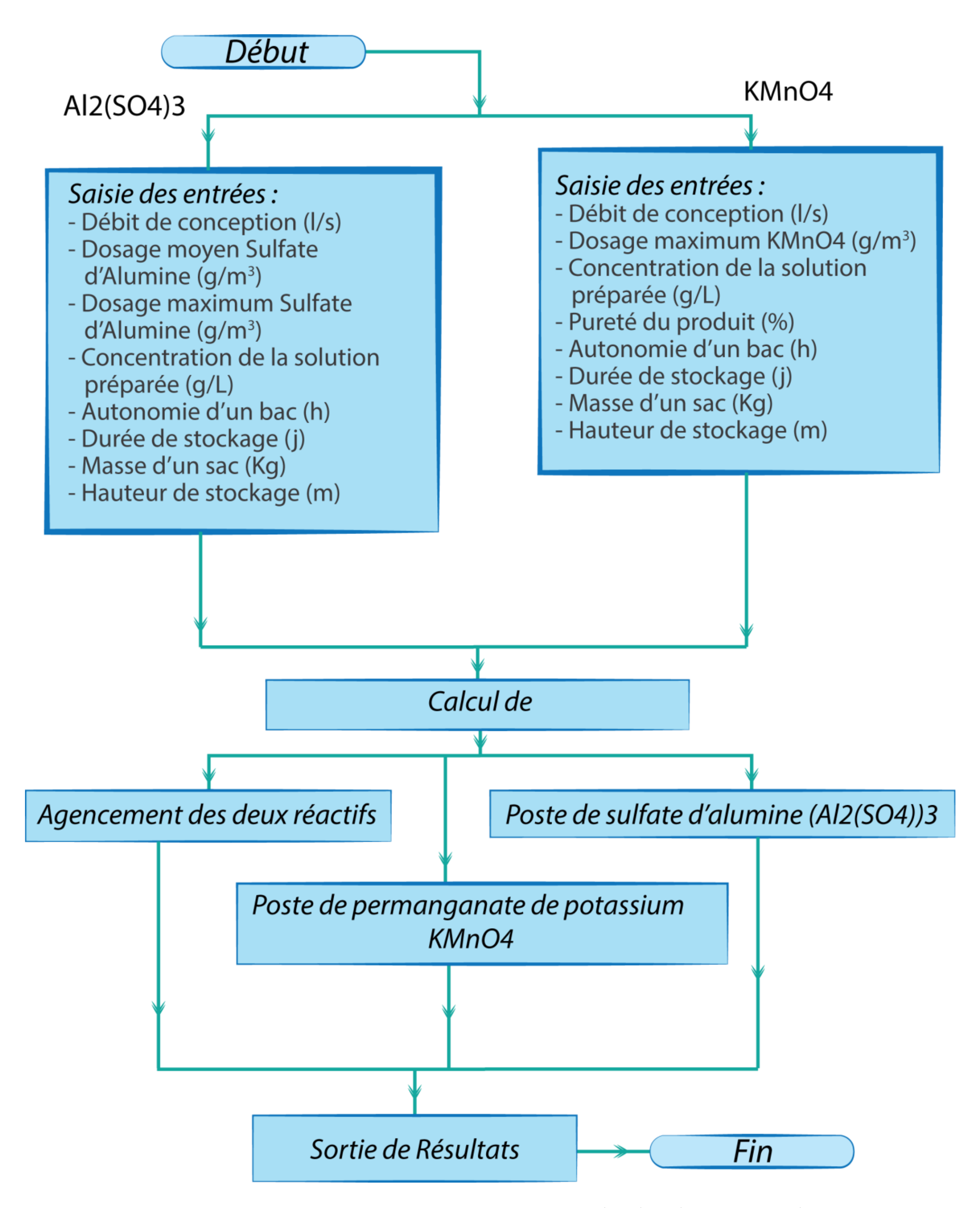


Figure 65 : : Algorithme de calcul "Réactifs: ($Al_2(SO_4)_3$ et $KMnO_4$)"

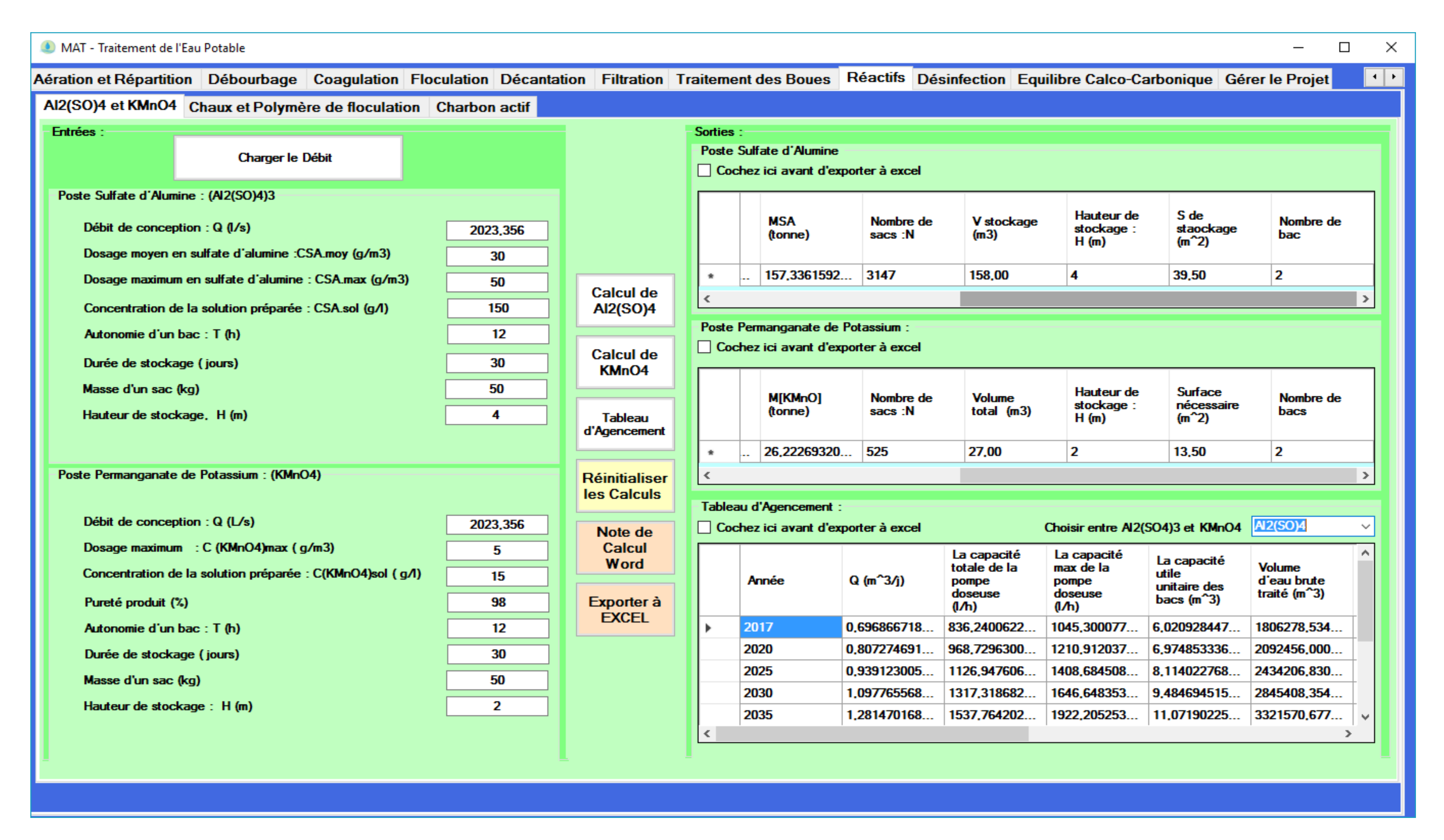


Figure 66 : Interface graphique ($Al_2(SO_4)_3$ et $KMnO_4$)

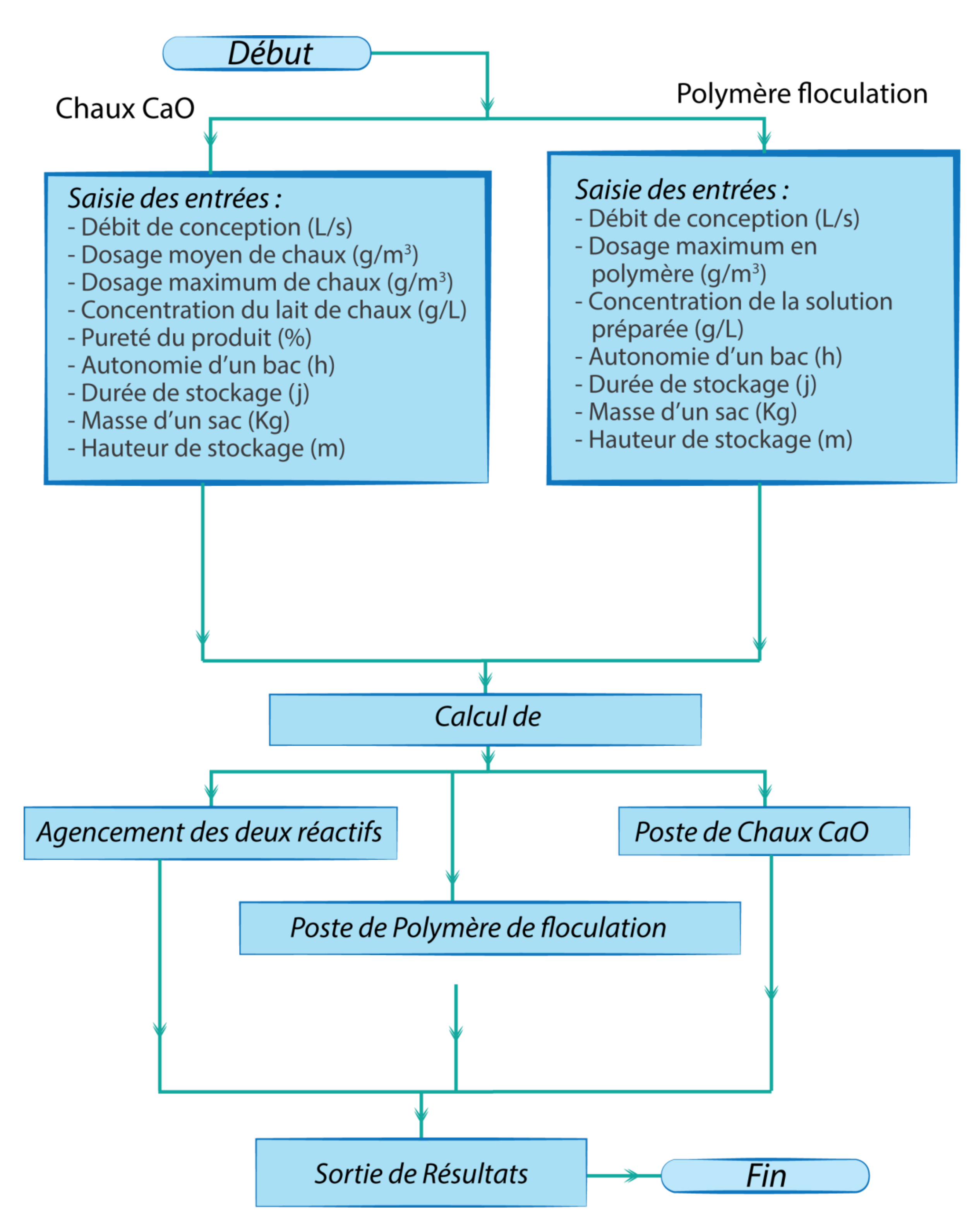
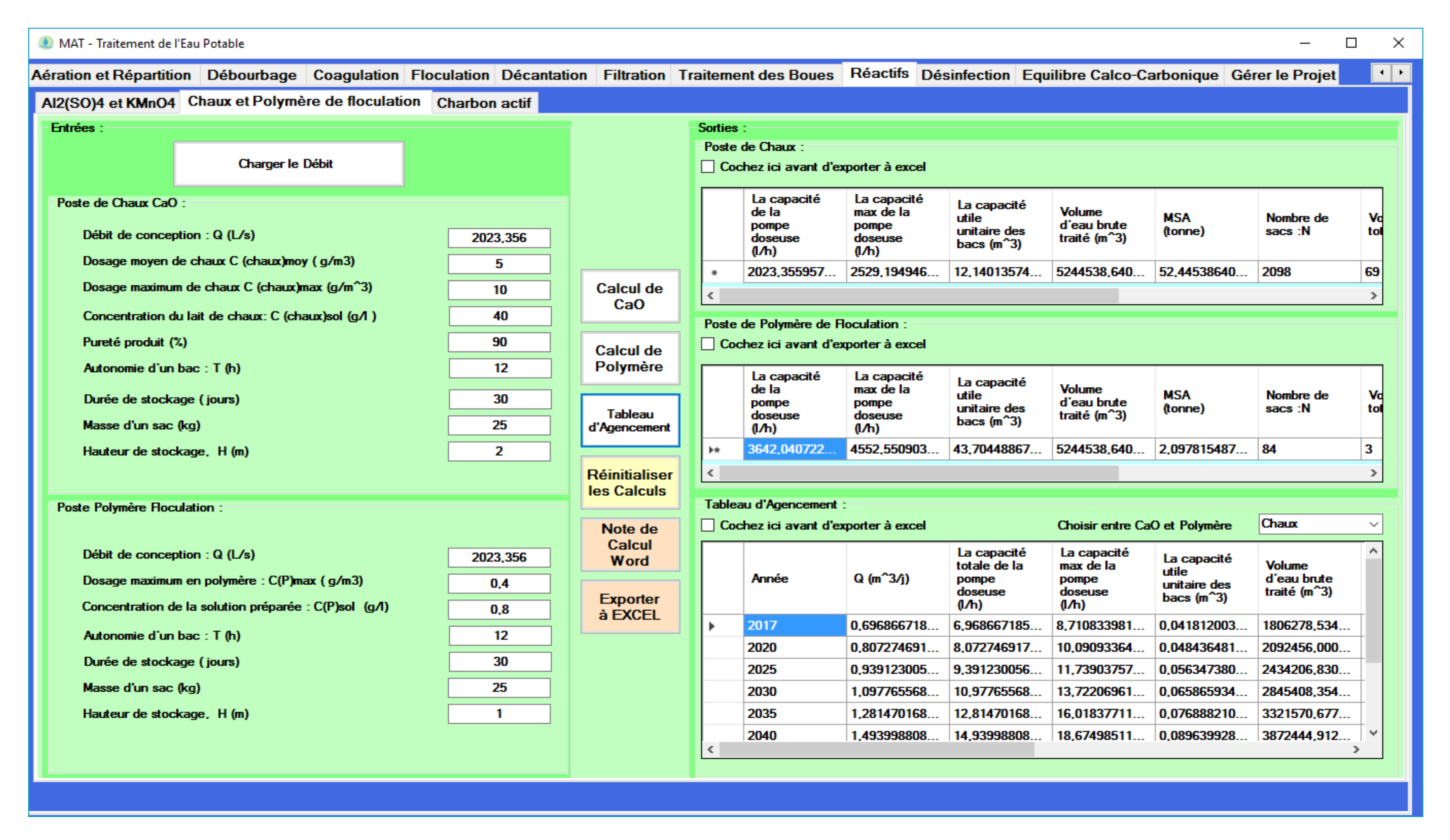


Figure 67 : : Algorithme de calcul "CaO et Polymère de floculation"



La capacité de la pompe doseuse (l/h)	La capacité max de la pompe doseuse (l/h)	La capacité utile unitaire des bacs (m^3)	Volume d'eau brute traité (m^3)	MSA (tonne)	Nombre de sacs :N	Vo tot
2023,355957...	2529,194946...	12,14013574...	5244538,640...	52,44538640...	2098	69

La capacité de la pompe doseuse (l/h)	La capacité max de la pompe doseuse (l/h)	La capacité utile unitaire des bacs (m^3)	Volume d'eau brute traité (m^3)	MSA (tonne)	Nombre de sacs :N	Vo tot
3642,040722...	4552,550903...	43,70448867...	5244538,640...	2,097815487...	84	3

Année	Q (m^3/j)	La capacité totale de la pompe doseuse (l/h)	La capacité max de la pompe doseuse (l/h)	La capacité utile unitaire des bacs (m^3)	Volume d'eau brute traité (m^3)
2017	0,696866718...	6,968667185...	8,710833981...	0,041812003...	1806278,534...
2020	0,807274691...	8,072746917...	10,09093364...	0,048436481...	2092456,000...
2025	0,939123005...	9,391230056...	11,73903757...	0,056347380...	2434206,830...
2030	1,097765568...	10,97765568...	13,72206961...	0,065865934...	2845408,354...
2035	1,281470168...	12,81470168...	16,01837711...	0,076888210...	3321570,677...
2040	1,493998808...	14,93998808...	18,67498511...	0,089639928...	3872444,912...

Figure 68 : : Interface graphique (CaO et Polymère de floculation)

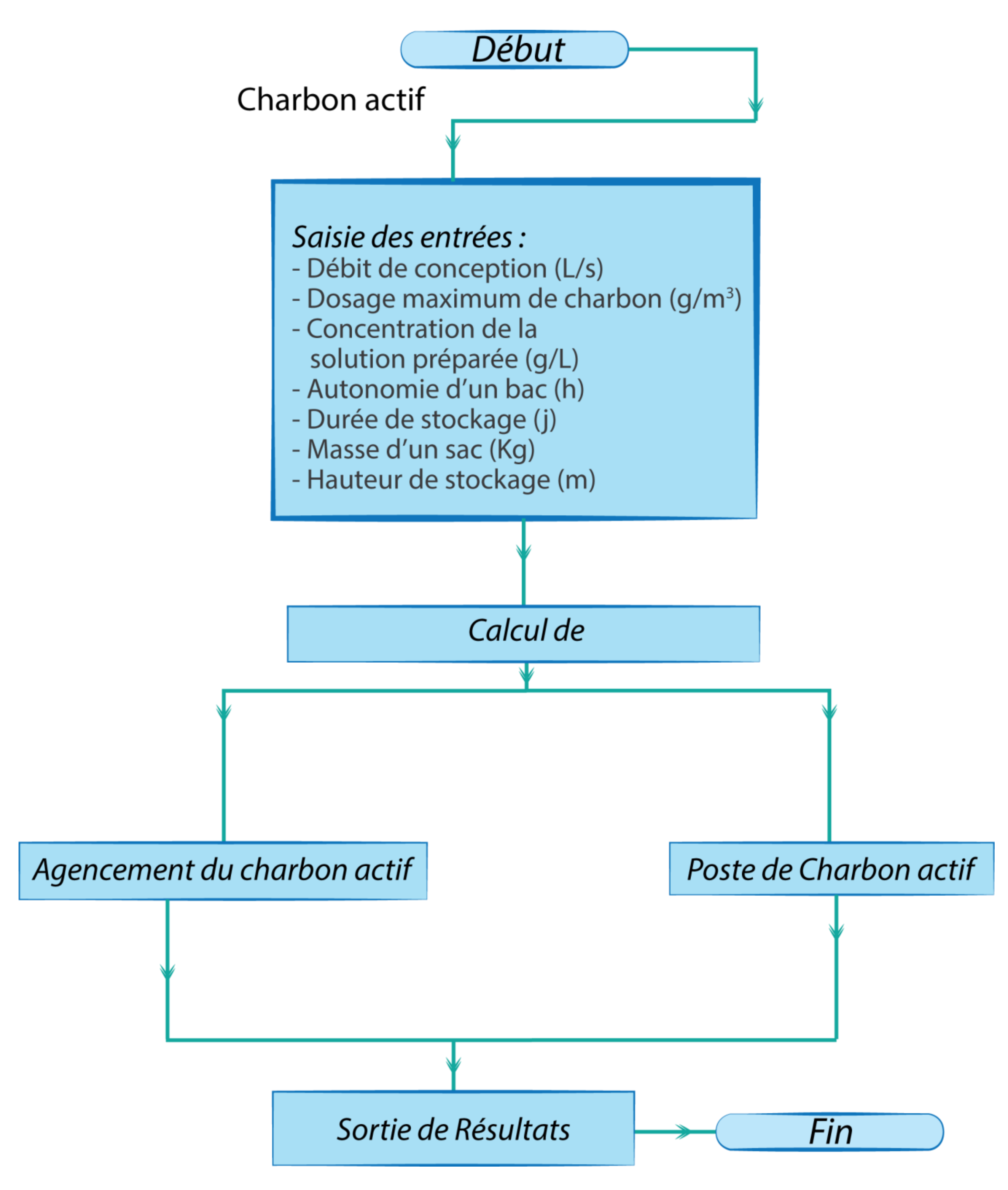


Figure 69 : : Algorithme de calcul "Charbon actif en poudre"

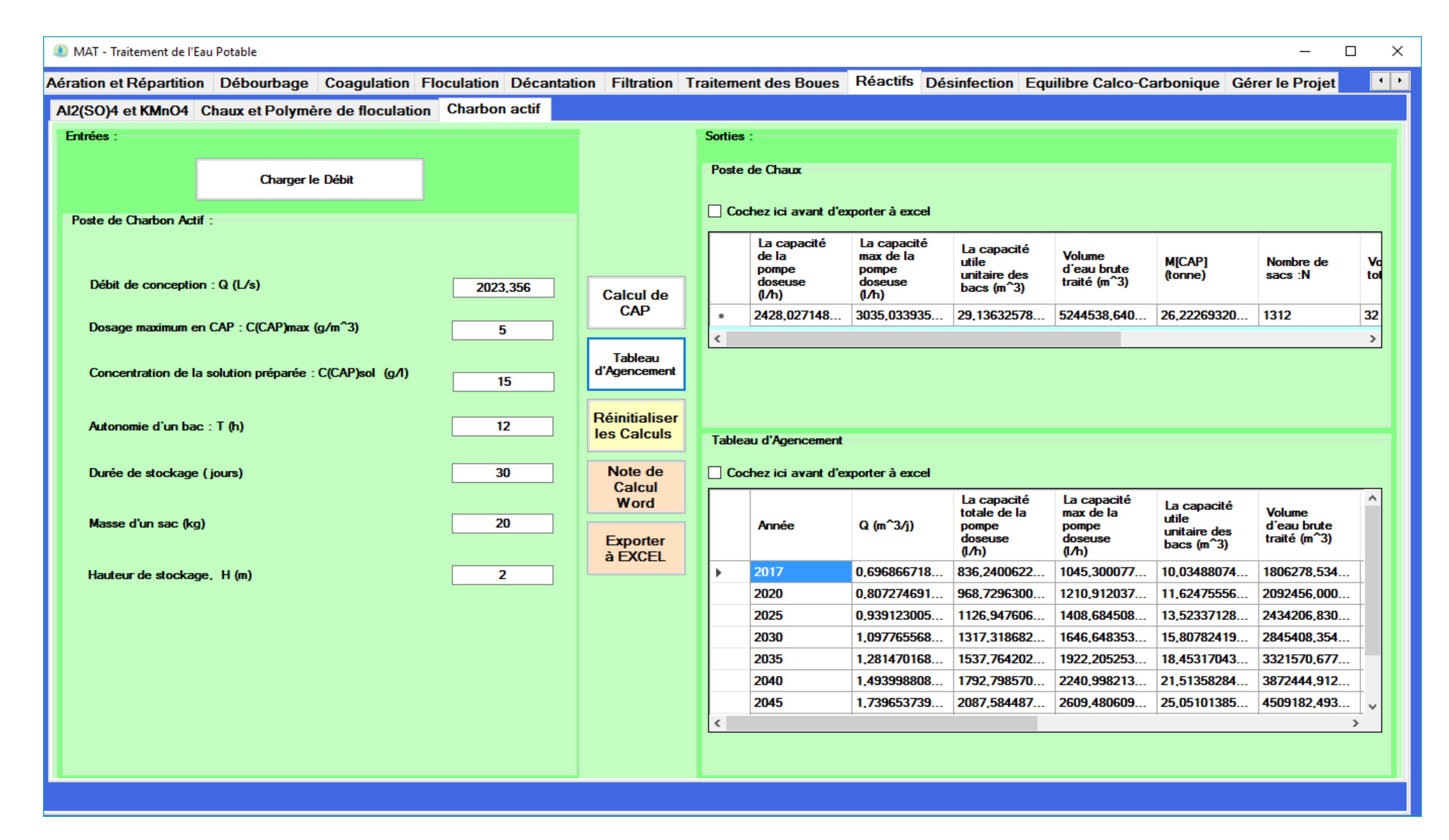


Figure 70 : Interface graphique (CAP)

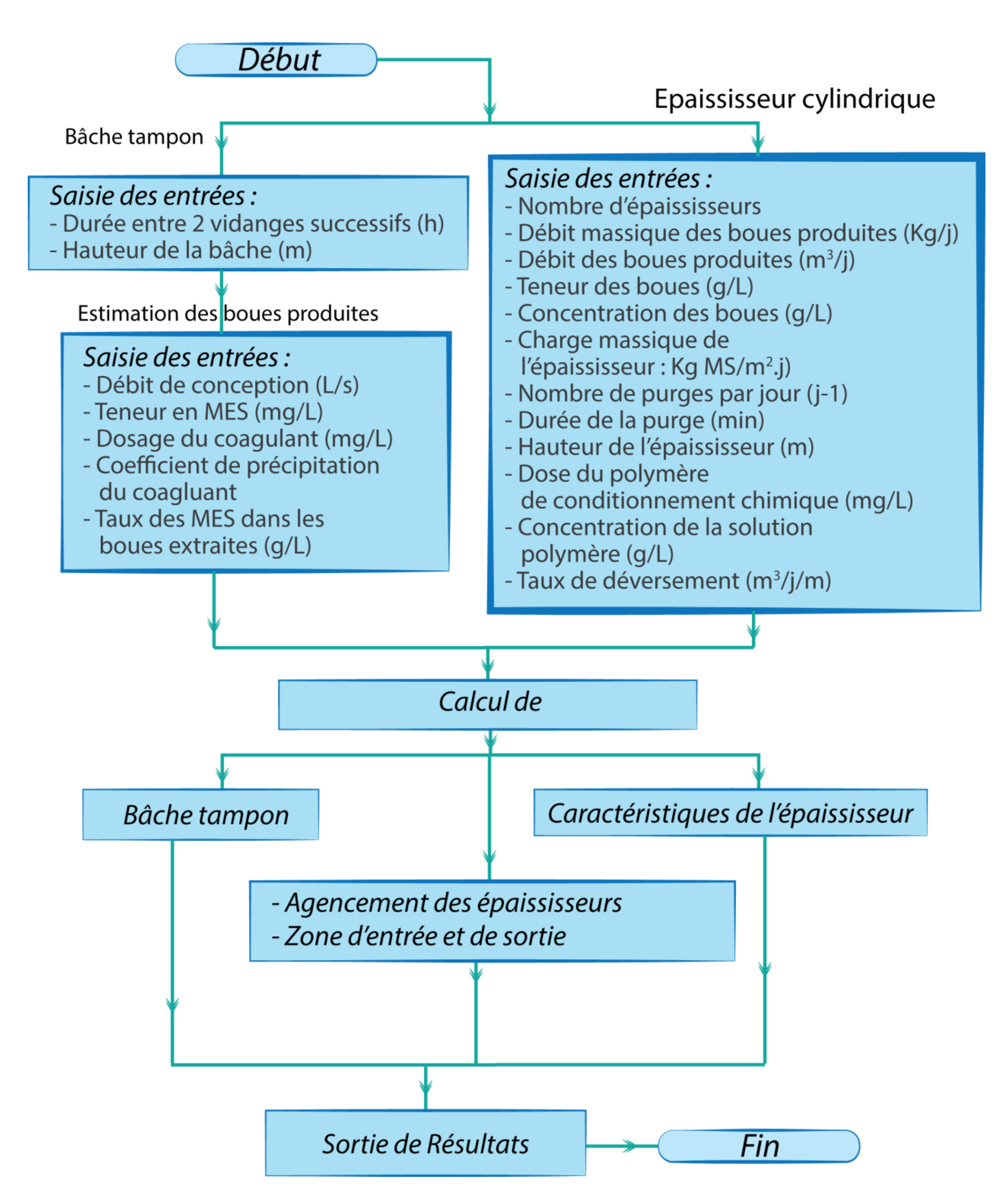


Figure 71 : : Algorithme de calcul "Ouvrages de traitement des boues"

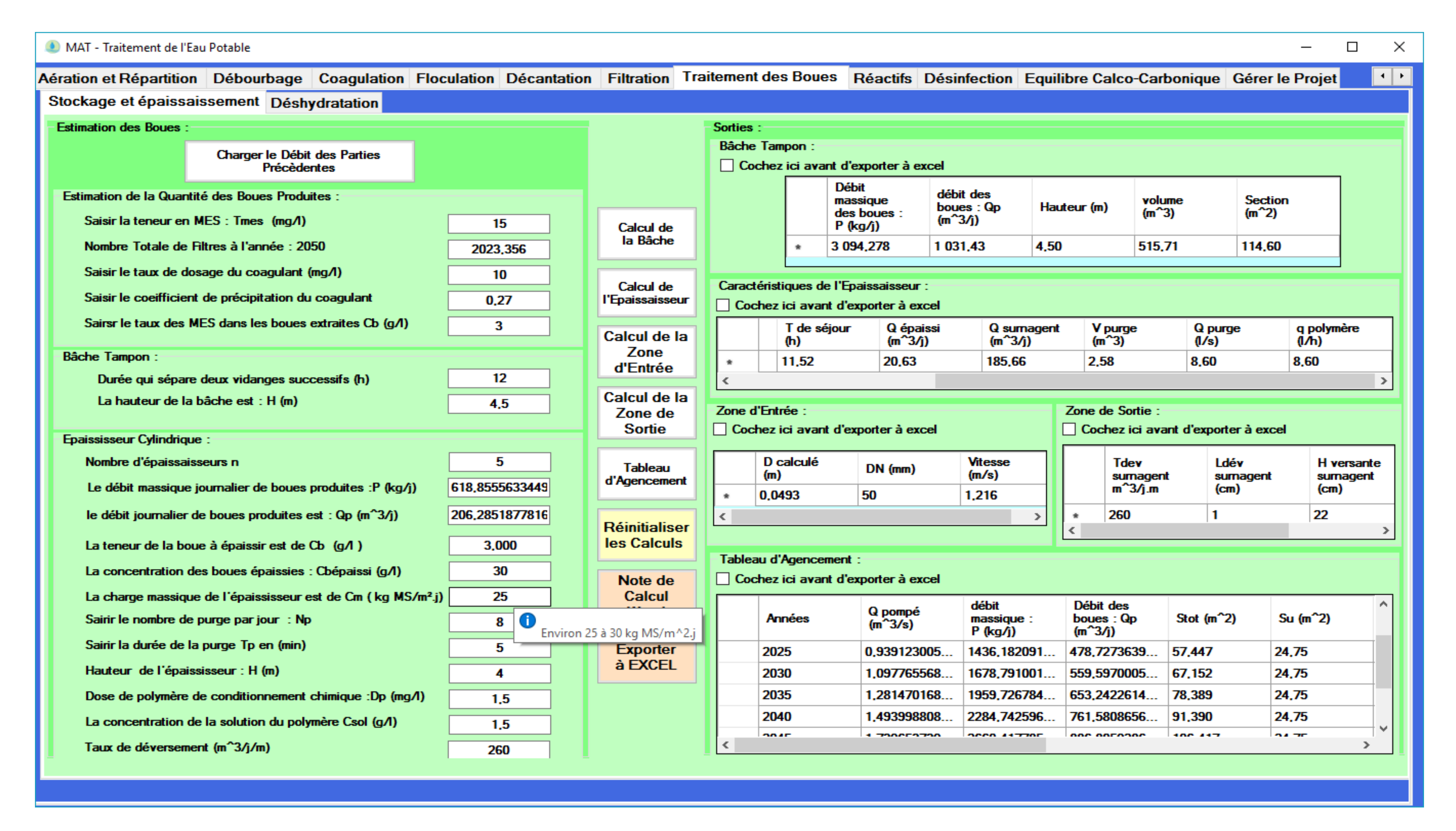


Figure 72 : Interface graphique traitement des boues "Stockage et épaissisement"

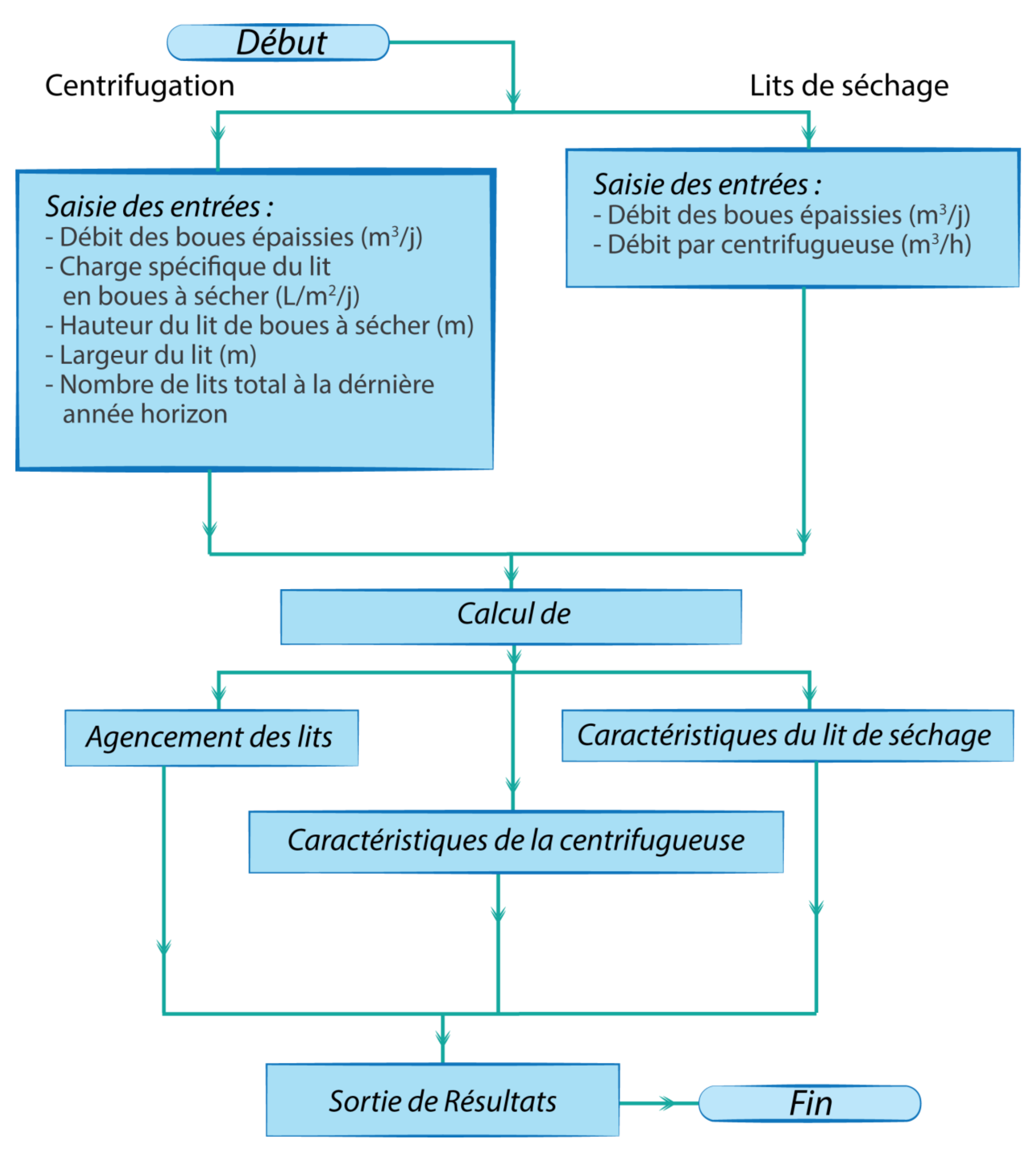


Figure 73 : Algorithme de calcul "Déshydratation des boues"

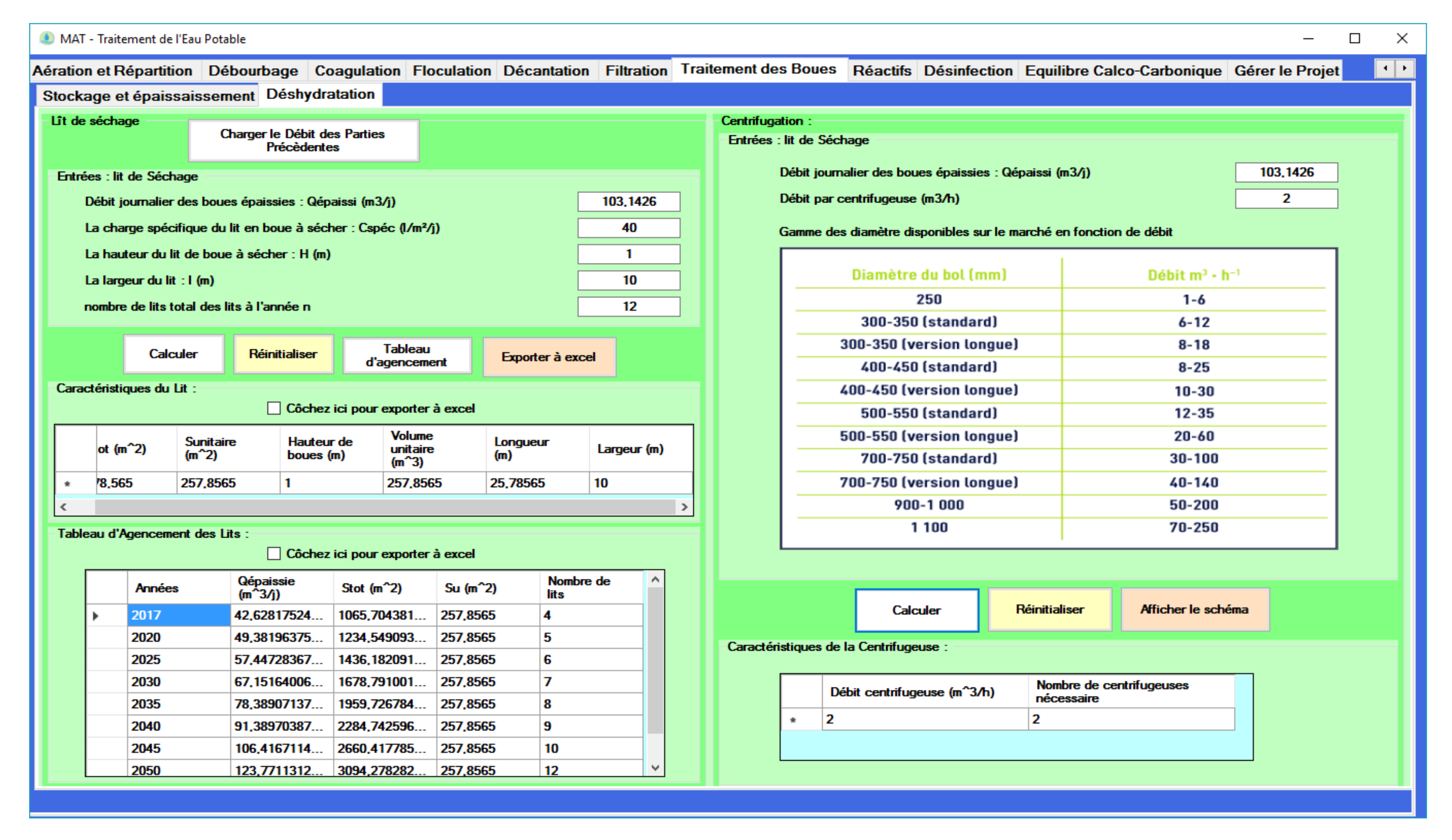


Figure 74 : Interface graphique "Déshydratation des boues"

5 Conclusion

Au cours de ce projet de fin d'études intitulé « Réalisation d'un code de calcul des stations de traitement d'eau potable » nous avons pu faire le tour d'horizon sur les différentes étapes constituant une station de traitement des eaux de consommation humaine.

Nous avons commencé par un aperçu sur le traitement de l'eau potable à travers lequel nous avons consulté la réglementation et les critères guides pour choisir une filière de traitement fiable et optimisée ainsi que les éléments à prendre en compte dans la définition d'un programme de contrôle de fonctionnement d'une usine de production et les phases principales de gestion des crises.

Par la suite et en se basant sur nos connaissances acquises durant notre formation en génie de l'environnement et les normes qui gèrent le domaine de traitement des eaux potables, nous avons décrit les méthodes de dimensionnement de chaque unité de traitement en prenant en considération la majorité des choix que l'utilisateur peux adopter selon ses besoins, nous avons étudié également les connections nécessaires pour lier les ouvrages (zones d'entrée et de sortie). Cette étude nous a permis de cerner notre problématique et nous faciliter la programmation de différentes méthodes de dimensionnement.

Dans un deuxième temps, nous avons réalisé une conception générale du logiciel tout en prenant en compte la nature de chaque ouvrage et la flexibilité d'utilisation, cette conception permet à l'utilisateur une liberté de choix entre une multitude d'ouvrages recommandées par les spécialistes du domaine et ceci pour chaque phase de la filière de traitement de plus le logiciel permet à l'utilisateur de générer des notes de calcul WORD prêtes à l'emploi de chaque ouvrage dimensionné comme il peut également exporter les résultats de calcul au logiciel EXCEL s'il souhaite les personnaliser ou les utiliser ailleurs, enfin l'application fournit à l'utilisateur des plans AUTOCAD des ouvrages principaux qu'il a choisi au préalable et lui donne le facteur d'échelle pour caler son plan aux dimensions calculées par l'application, à la fermeture du logiciel l'utilisateur est averti s'il souhaite sauvegarder son projet ou non après avoir terminé ses calculs.

Au final, ce projet de fin d'études a été très instructif car il nous a permis d'avoir une vision très détaillée sur l'art de conception et de dimensionnement des ouvrages de traitement de l'eau potable, il nous a permis également de savoir ce qui se passe derrière les interfaces des ordinateurs, de perfectionner nos compétences informatiques qui s'avèrent indispensables pour l'ingénieur d'aujourd'hui et comment fonctionne les logiciels de calcul en général, comme il a constitué une expérience très riche et fructueuse aussi bien sur le plan professionnel que relationnel.

6 Bibliographie

(1) **Cahier des clauses techniques générales relatives aux marchés de travaux d'eau potable – Tome 6 : Traitement ; ONEE Octobre 2010.**

(2) **Normes de qualité des eaux superficielles utilisées pour la production de l'eau potable ; Secrétariat d'état auprès du ministère de l'énergie, des mines, de l'eau et de l'environnement chargé de l'eau et e l'environnement**

(3) **LEGUBE Bernard,** ***Production de l'eau potable : filières et procédés de traitement*** [en ligne], 5 rue Laromiguière 75005 Paris : © Dunod, 2015, [référence du 01/03/2017].

(4) **LASSERRE Philippe.** ***Cours d'initiation à Visual basic*****. [En ligne], 2004, [référence du 10/02/2017]. https://www.developpez.com**

(5) **Traitement des eaux potables ; VEOLIA ENVIRONNEMENT 2009.**

(6) **Mémento technique Dégréement ; 1978, 2005.**

(7) **http://almohandiss.com/index.php/espace-etudiant/gestion-des-ressources-en-eau/gestion-des-ressources-en-eau**

(8) **http://almohandiss.com/index.php/espace-etudiant/alimentation-en-eau-potable-aep/alimentation-en-eau-potable-aep**

(9) **https://www.suezwaterhandbook.fr**

(10) **https://www.developpez.com**

(11) **http://www.veoliawaterst.com/filtraflo/fr/precisions_techniques.htm**